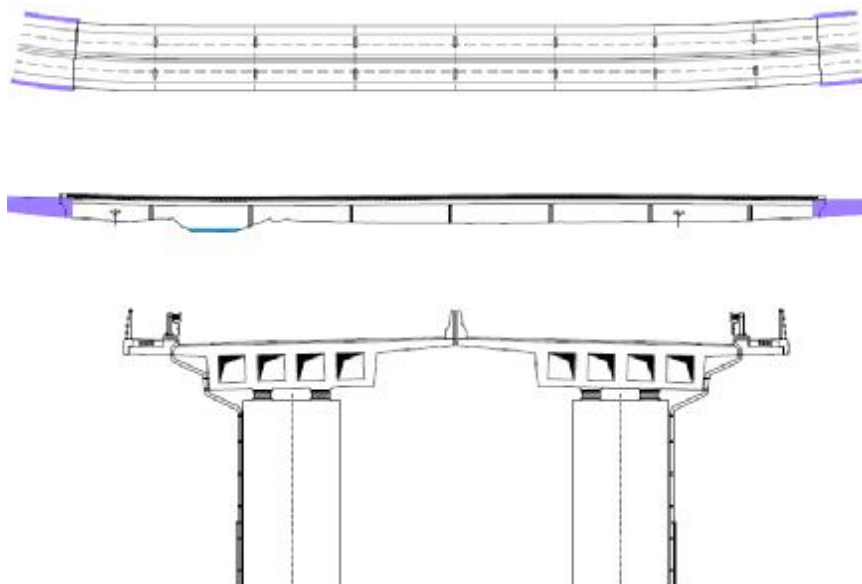




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil



Projecto de Execução de Fundações e Estruturas de uma Ponte em Betão Armado Pré-Esforçado

CARLOS ALBERTO DA SILVA JORGE
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Professor Doutor Eng.º Carlos Trancoso Vaz

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Doutor, António Lopes Batista, Prof. Associado da FCT-UNL

Doutor, Carlos Jorge Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Setembro de 2011

Projecto de Execução de Fundações e Estruturas de uma Ponte em Betão Armado Pré-Esforçado

CARLOS ALBERTO DA SILVA JORGE
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Estruturas

(Documento Provisório)

Orientador:

Professor Doutor Eng.º Carlos Trancoso Vaz

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Doutor, António Lopes Batista, Prof. Associado da FCT-UNL

Doutor, Carlos Jorge Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Setembro de 2011

RESUMO

Este Trabalho refere-se ao Projecto de Execução de Fundações e Estruturas de uma Ponte Rodoviária em betão armado pré-esforçado, realizado no âmbito do Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

O Projecto de Execução é composto de Peças Escritas e Peças Desenhadas. Nas Peças Escritas estão incluídos: Memória Justificativa e Descritiva; Cálculos Justificativos e Anexos.

A ponte é composta por dois tabuleiros paralelos com 10,28m de largura cada um e afastados entre si de 0,10m. A obra é constituída de 8 tramos; os tramos correntes com 31m de comprimento e os tramos extremos com 25 e 20m de comprimento, perfazendo um comprimento total de 231m.

A obra foi parcialmente isolada dos sismos pela introdução, em todos os pilares, de aparelhos de apoio de elevado amortecimento sísmico do tipo HDRB (*High Damping Rubber Bearings*).

Encontram-se particularmente discriminadas e detalhadas neste projecto as seguintes situações:

- § Cálculo do Pré-esforço e respectivas perdas;
- § Acção das sobrecargas rodoviárias;
- § Diferença de comportamento da obra na entrada em serviço e no longo prazo;
- § Análise sísmica e do isolamento sísmico;
- § Estudo dos efeitos diferidos: retracção e fluência.

Tendo as abordagens de cálculo e as verificações de segurança seguido a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente RSA e REBAP, foi no entanto feita uma aproximação às regras do “Capacity Design” previstas no EC8, em que se privilegia a actuação do projectista sobre o comportamento da estrutura, procurando uma resposta não linear da mesma, visando garantir que:

- § A rotura não ocorrerá nos elementos de fundação;
- § Nos pilares a dissipação de energia se faz através de rótulas plásticas, evitando-se roturas associadas a esforços transversos.

A aplicação destas regras neste Projecto demonstrou haver um agravamento substancial na definição dos esforços a que devem resistir alguns dos componentes da estrutura, designadamente os pilares e as fundações, originando soluções de secções de betão e armaduras bem mais exigentes do que aqueles que resultariam da simples verificação de segurança, pela comparação entre esforços actuante e esforços resistentes “secção a secção”, imposta pela actual regulamentação nacional.

ABSTRACT

This document presents the Final Design of Foundations and Structures of a prestressed concrete Highway Bridge, developed to obtain the Master degree in Civil Engineering (Structures specialization) of the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

The Final Design consists in Written Documents and Construction Drawings. The Written Documents include: Description of General Concept and Design Criteria, Computations for Safety Checking and Computer printouts.

The bridge consists of two parallel decks, 10.28m wide each one, separated by a 0.10m gap. Each deck has eight spans, with typical spans 31m long and extreme spans 25m and 20m long, corresponding to a total length of 231m.

A base isolation concept was considered in the structural design through the introduction, at the top of all piers, of HDRB (High Damping Rubber Bearings) bearing devices.

Special attention was given to the following topics

- § Calculation of prestressing and respective losses;
- § Moving loads;
- § Construction sequence;
- § Analysis for earthquake action and seismic isolation;
- § Study of the time-dependent effects in concrete structures: shrinkage and creep.

The design was mainly based in the actual portuguese regulations (RSA and REBAP). However some extra work was developed by applying some of the "Capacity Design" rules indicated in EC8:Part 2, in order to assess the main differences resulting from the adoption of this concept.

A general appreciation of the results clearly indicates that the EC8-Part2 provisions are likely to significantly increase the concrete and steel quantities in piers and foundation systems, when compared with those ones resulting from the application of national regulations.

PALAVRAS-CHAVE

- § PROJECTO DE EXECUÇÃO
- § VIADUTO
- § BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO
- § FASES CONSTRUTIVAS
- § COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO
- § PROJECTO POR AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE REAL

KEYWORDS

- § FINAL DESIGN
- § VIADUTE
- § REINFORCED AND PRE-STRESSED CONCRETE
- § CONSTRUCTION STAGES
- § LONG TERM BEHAVIOUR
- § CAPACITY DESIGN

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço ao Sr. Prof. Doutor Engenheiro Carlos Trancoso Vaz que com os seus conhecimentos, experiência e permanente disponibilidade me orientou numa missão que de outra maneira teria sido impossível.

Agradeço também ao Eng.º Mário Cunha, uma das primeiras pessoas a desafiar-me para a Engenharia Civil e que, com ilimitada tolerância e compreensão, permitiu que fosse conjugando a realização deste Trabalho e a frequência do Mestrado com os meus deveres profissionais.

Um agradecimento ainda para toda a minha família, porque sempre acreditou em mim e pelo apoio e pelo incentivo que sempre me transmitiram e sem os quais não teria embarcado nesta aventura nesta fase de vida.

Por fim um agradecimento muito especial à Olga e ao Manuel a quem mais prejudiquei com a minha falta de disponibilidade mas que sempre me demonstraram uma dedicação inabalável.

ÍNDICE DO TEXTO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	ENQUADRAMENTO DO TEMA	3
1.2.	OBJECTIVOS DO TRABALHO	3
1.3.	METODOLOGIA	5
1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO	7
2.	RESULTADOS	9
2.1.	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	11
2.1.1.	INTRODUÇÃO	11
2.1.2.	CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJECTO	12
2.1.3.	FUNDAÇÕES	12
2.1.4.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	13
2.1.5.	RASANTE, DIRECTRIZ E PERFIL TRANSVERSAL	14
2.1.6.	ENCONTROS	15
2.1.7.	PROCESSOS DE CÁLCULO.....	16
2.1.8.	ACÇÕES E COMBINAÇÕES.....	17
2.1.9.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	19
2.1.10.	PROCESSOS E FASEAMENTO CONSTRUTIVOS	20
2.1.11.	REGULAMENTOS, NORMAS E DOCUMENTOS TÉCNICOS	21
2.2.	CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	23
2.2.1.	CARACTERÍSTICAS DA OBRA E DOS MATERIAIS	23
2.2.1.1	DADOS DE DIMENSIONAMENTO.....	23
2.2.1.2	MATERIAIS	24
2.2.1.3	PERFIL TRANSVERSAL	25
2.2.1.4	PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS.....	26

2.2.2.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PRINCIPAIS DA OBRA	26
2.2.2.1	IMPLANTAÇÃO	26
2.2.2.2	SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO.....	28
2.2.3.	ACÇÕES.....	30
2.2.3.1.	ACÇÕES PERMANENTES.....	30
2.2.3.2.	ACÇÕES VARIÁVEIS.....	31
2.2.4	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	33
2.2.5.	ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO	35
2.2.5.1	DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	36
2.2.5.1.1	POSICIONAMENTO E TRAÇADO DOS CABOS	36
2.2.5.1.2	FORÇAS E PERDAS PRÉ-ESFORÇO	39
2.2.5.2	MODELAÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS.....	45
2.2.5.3	ANÁLISE NO LONGO PRAZO.....	48
2.2.5.3.1	MODELO DE CÁLCULO.....	49
2.2.5.3.2	ESFORÇOS.....	50
2.2.5.3.3	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FENDILHAÇÃO.....	55
2.2.5.3.4	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FLEXÃO	57
2.2.5.3.5	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL ESFORÇO TRANSVERSO	61
2.2.5.3.6	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL MOMENTO TORSOR.....	63
2.2.5.4	ANÁLISE NA ENTRADA EM SERVIÇO.....	65
2.2.5.4.1	MODELO DE CÁLCULO.....	66
2.2.5.4.2	ESFORÇOS.....	67
2.2.5.4.3	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FENDILHAÇÃO.....	72
2.2.5.4.4	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FLEXÃO	75
2.2.6.	ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO	77
2.2.6.1	DIMENSIONAMENTO DAS CONSOLAS.....	77
2.2.7.	ANÁLISE DOS PILARES	87

2.2.7.1	TIPO DE LIGAÇÃO AO TABULEIRO	88
2.2.7.2	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	93
2.2.7.3	ANÁLISE SÍSMICA.....	94
2.2.7.4	ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO – RETRACÇÃO E FLUÊNCIA	101
2.2.7.5	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	104
2.2.8.	ANÁLISE DOS ENCONTROS	110
2.2.8.1	DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES	110
2.2.8.2	DIMENSIONAMENTO DO MURO ESPELHO DO ENCONTRO.....	115
2.2.8.3	DIMENSIONAMENTO DA VIGA ESTRIBO.....	118
2.2.8.4	DIMENSIONAMENTO DOS MUROS DE GABIÕES.....	124
2.2.9.	ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES.....	129
2.2.9.1	FUNDAÇÃO DOS PILARES.....	130
2.2.9.2	FUNDAÇÕES DOS ENCONTROS	143
2.2.10.	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO	150
2.2.10.1	FORÇAS VERTICAIS.....	150
2.2.10.2	FORÇAS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS	151
2.2.10.3	FORÇAS HORIZONTAIS TRANSVERSAIS.....	152
2.2.10.4	DESLOCAMENTOS.....	152
2.2.10.5	JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	155
3.	DISCUSSÃO E CONCLUSÕES	159
	BIBLIOGRAFIA	163
	ANEXOS	165
	ANEXO A – RELATÓRIO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	1
	ANEXO B – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DAS SONDAGENS (“LOGS”)	1
	ANEXO C – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (LONGO PRAZO)	1
	ANEXO D – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (ENTRADA EM SERVIÇO) 1	

ANEXO E – QUADROS DE CÁLCULO DE ESFORÇOS ACTUANTES E RESISTENTES NO TABULEIRO – LONGO PRAZO	E1
ANEXO F – QUADROS DE CÁLCULO DE ESFORÇOS ACTUANTES E RESISTENTES NO TABULEIRO – FASE CONSTRUTIVA E ENTRADA EM SERVIÇO.....	Ferro! Marcador não definido.
PEÇAS DESENHADAS	
Des. 01 – Esboço Corográfico	
Des. 02 – Implantação	
Des. 03 – Dimensionamento Geral.....	
Des. 04 – Planta de Fundações: Corte Longitudinal; Corte Transversal	
Des. 05 – Encontro 1: Dimensionamento.....	
Des. 06 – Encontro 2: Dimensionamento.....	
Des. 07 – Pilares: Dimensionamento	
Des. 08 – Tabuleiro: Dimensionamento	
Des. 09 – Traçado de Pré-Esforço	
Des. 10 – Encontros: Armaduras.....	
Des. 11 – Pilares: Armaduras	
Des. 12 – Tabuleiro: Armaduras	
Des. 13 – Encontros: Muros de Gabiões	
Des. 14 – Pormenores	
Des. 15 – Faseamento Construtivo	

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1- PERFIL TRANSVERSAL GERAL DA OBRA.....	25
FIGURA 2- PERFIL TRANSVERSAL DE UM DOS SENTIDOS DA FAIXA DE RODAGEM	25
FIGURA 3 – DEFINIÇÃO GERAL DA IMPLANTAÇÃO DA OBRA	27
FIGURA 4 – VÃOS LIVRES EM ALTURA NAS ZONAS DOS ENCONTROS E NOS PRINCIPAIS CONSTRANGIMENTOS DA OBRA	27
FIGURA 5 – SECÇÃO TRANSVERSAL MACIÇA DO TABULEIRO	28
FIGURA 6 – SECÇÃO TRANSVERSAL ALIGEIRADA DO TABULEIRO	28
FIGURA 7 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO MACIÇA DO TABULEIRO	29
FIGURA 8 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO ALIGEIRADA DO TABULEIRO.....	29
FIGURA 9 - ESQUEMA DO VEÍCULO TIPO	31
FIGURA 10 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS VARIAÇÕES DIFERENCIAIS DA TEMPERATURA	32
FIGURA 11 - ESQUEMA DO POSICIONAMENTO TRANSVERSAL DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO A MEIO-VÃO E JUNTO AOS APOIOS.....	36
FIGURA 12 – TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO DO TRAMO INICIAL	37
FIGURA 13 – TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO DOS TRAMOS CORRENTES (TRAMOS 2 A 7)	38
FIGURA 14 – TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO DO TRAMO FINAL	38
FIGURA 15 – LOCALIZAÇÃO DAS LANES CORRESPONDENTES À FAIXA DE RODAGEM E AO PASSEIO NO MODELO ESTRUTURAL TRIDIMENSIONAL	46
FIGURA 16 – DEFINIÇÕES DA SOBRECARGA UNIFORME NOS PASSEIOS	46
FIGURA 17 – DEFINIÇÕES DA SOBRECARGA PONTUAL NOS PASSEIOS	47
FIGURA 18 – DEFINIÇÕES DA SOBRECARGA UNIFORME E SOBRECARGA LINEAR NA FAIXA DE RODAGEM	47
FIGURA 19 – DEFINIÇÕES DA SOBRECARGA VEÍCULO TIPO.....	48
FIGURA 20 – MODELO ESTRUTURAL – LONGO PRAZO – ASPECTO GERAL	49
FIGURA 21 – MODELO ESTRUTURAL – LONGO PRAZO – SECÇÃO MACIÇA DO TABULEIRO.....	49
FIGURA 22 – MODELO ESTRUTURAL – LONGO PRAZO – SECÇÃO VAZADA DO TABULEIRO.....	50
FIGURA 23 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO	50
FIGURA 24 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO AO PESO PRÓPRIO	50
FIGURA 25 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS ÀS RESTANTES CARGAS PERMANENTES	51
FIGURA 26 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS RESTANTES CARGAS PERMANENTES	51
FIGURA 27 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS AO PRÉ-ESFORÇO	52
FIGURA 28 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO	52
FIGURA 29 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS ÀS SOBRECARGAS NO PASSEIO	53
FIGURA 30 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NO PASSEIO	53
FIGURA 31 – MOMENTO TORSOR DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NO PASSEIO	53
FIGURA 32 – ENVOLVENTE DO MOMENTO TORSOR DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NO PASSEIO	53
FIGURA 33 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS ÀS SOBRECARGAS NA FAIXA DE RODAGEM	54

FIGURA 34 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NA FAIXA DE RODAGEM	54
FIGURA 35 – MOMENTO TORSOR DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NA FAIXA DE RODAGEM	54
FIGURA 36 – ENVOLVENTE DO MOMENTO TORSOR DEVIDO ÀS SOBRECARGAS NA FAIXA DE RODAGEM	54
FIGURA 37 – MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS ÀS VARIAÇÕES DIFERENCIAIS DE TEMPERATURA	55
FIGURA 38 – ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS VARIAÇÕES DIFERENCIAIS DE TEMPERATURA	55
FIGURA 39 – TENSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DA DESCOMPRESSÃO – LONGO PRAZO	56
FIGURA 40 - VERIFICAÇÃO DA LARGURA DE FENDAS – LONGO PRAZO	57
FIGURA 41 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DO TABULEIRO NA ZONA MACIÇA JUNTO AOS APOIOS	59
FIGURA 42 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO TABULEIRO NA ZONA VAZADA A MEIO-VÃO	59
FIGURA 43 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO – LONGO PRAZO	60
FIGURA 44 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO DO TABULEIRO NA ZONA MACIÇA JUNTO AOS APOIOS ..	62
FIGURA 45 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO DO TABULEIRO NA ZONA VAZADA A MEIO-VÃO	62
FIGURA 46 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESFORÇO TRANSVERSO	62
FIGURA 47 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DE TORÇÃO PARA TODAS AS SECÇÕES DO TABULEIRO	64
FIGURA 48 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DE TORÇÃO EM TODAS AS SECÇÕES DO TABULEIRO	65
FIGURA 49 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO MOMENTO TORSOR.....	65
FIGURA 50 - MODELO ESTRUTURAL – ENTRADA EM SERVIÇO	66
FIGURA 51 - MODELO (PARCIAL) DE CARREGAMENTO – PESO PRÓPRIO	66
FIGURA 52 - MODELO (PARCIAL) E PORMENOR DE CARREGAMENTO – PRÉ-ESFORÇO	67
FIGURA 53 - MOMENTOS FLECTORES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO EM CADA FASE	68
FIGURA 54 - MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO IMEDIATAMENTE APÓS A CONSTRUÇÃO (ENTRADA EM SERVIÇO) ...	69
FIGURA 55 – COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS FLECTORES “ENTRADA EM SERVIÇO / LONGO PRAZO” DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO	69
FIGURA 56 - MOMENTOS FLECTORES DEVIDO PRÉ-ESFORÇO EM CADA FASE.....	71
FIGURA 57 - MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS AO PRÉ-ESFORÇO APÓS A CONSTRUÇÃO (ENTRADA EM SERVIÇO)	71
FIGURA 58 – COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS FLECTORES “ENTRADA EM SERVIÇO / LONGO PRAZO”	71
FIGURA 59 – TENSÕES – FASE FINAL DA CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA.....	74
FIGURA 60 – VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO – ENTRADA EM SERVIÇO	74
FIGURA 61 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO – ENTRADA EM SERVIÇO.....	76
FIGURA 62 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ESTRUTURA PARA A ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO	77
FIGURA 63 – CARREGAMENTO DAS CONSOLAS DEVIDO ÀS ACÇÕES DO PESO PRÓPRIO	78
FIGURA 64 – CARREGAMENTO DAS CONSOLAS DEVIDO ÀS ACÇÕES DA RESTANTE CARGA PERMANENTE	78
FIGURA 65 – CARREGAMENTO DAS CONSOLAS DEVIDO À ACÇÃO DO VEÍCULO TIPO	79
FIGURA 66 – MODELO ESTRUTURAL DAS CONSOLAS DO TABULEIRO – ANÁLISE DO PESO PRÓPRIO E RESTANTES CARGAS PERMANENTES	79
FIGURA 67 – MODELO ESTRUTURAL (VISTA GERAL E PORMENOR) DAS CONSOLAS DO TABULEIRO – ANÁLISE DO VEÍCULO TIPO	80
FIGURA 68 – ESQUEMA DA DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS, NO COMPRIMENTO DA CONSOLA, DEVIDOS À ACÇÃO DO VEÍCULO TIPO .	81

FIGURA 69 – DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS, DEVIDOS À ACÇÃO DO VEÍCULO TIPO, NO ENCASTRAMENTO DA CONSOLA DO TABULEIRO	82
FIGURA 70 – MODELO SIMPLIFICADO PARA CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DAS CONSOLAS	83
FIGURA 71 – ESQUEMA DA DISTRIBUIÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO MÁXIMO DEVIDO À ACÇÃO DO VEÍCULO TIPO	84
FIGURA 72 – DISTRIBUIÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO, DEVIDO À ACÇÃO DO VEÍCULO TIPO, NO ENCASTRAMENTO DA CONSOLA DO TABULEIRO	84
FIGURA 73 – SECÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES	87
FIGURA 74 – ESQUEMA DE REDUÇÃO DA FORÇA SÍSMICA DOS APARELHOS TIPO HDRB	88
FIGURA 75 – ESQUEMA TIPO DO APARELHO DE APOIO HDRB	89
FIGURA 76 – CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DOS APARELHOS DE APOIO SELECIONADOS	92
FIGURA 77 – ESQUEMA DA INSTALAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO	92
FIGURA 78 – MODELO ESTRUTURAL UTILIZADO NO DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	93
FIGURA 79 – CONFIGURAÇÃO DA LIGAÇÃO ENTRE PILARES E TABULEIRO (SIMULAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO)	94
FIGURA 80 – ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A ACÇÃO SÍSMICA TIPO 1 (ZONA A; TERRENO II)	95
FIGURA 81 – ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A ACÇÃO SÍSMICA TIPO 2 (ZONA A; TERRENO II)	95
FIGURA 82 – CONFIGURAÇÃO ($T - a_g$) DO ESPECTRO DE RESPOSTA DO SISMO TIPO 1 NO PROGRAMA DE CÁLCULO	96
FIGURA 83 – CONFIGURAÇÃO ($T - a_g$) DO ESPECTRO DE RESPOSTA DO SISMO TIPO 2 NO PROGRAMA DE CÁLCULO	96
FIGURA 84 – CONFIGURAÇÃO DA ANÁLISE MODAL NO PROGRAMA DE CÁLCULO	97
FIGURA 85 – CONFIGURAÇÃO DA ANÁLISE PARA A ACÇÃO SÍSMICA TIPO 1 NO PROGRAMA DE CÁLCULO	97
FIGURA 86 – CONFIGURAÇÃO DA ANÁLISE PARA A ACÇÃO SÍSMICA TIPO 2 NO PROGRAMA DE CÁLCULO	98
FIGURA 87 – (PLANO XZ) – MODO DE VIBRAÇÃO 1: PARTICIPAÇÃO MODAL DE 96,3% NA DIRECÇÃO X	98
FIGURA 88 – (PLANO XY) – MODOS DE VIBRAÇÃO 2 E 4: PARTICIPAÇÃO MODAL CONJUNTA DE 80,0% NA DIRECÇÃO Y	98
FIGURA 89 – (PLANO XZ) – MODOS DE VIBRAÇÃO 11, 12 E 15: PARTICIPAÇÃO MODAL CONJUNTA DE 59,1% NA DIRECÇÃO Z	98
FIGURA 90 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA DOS PILARES PARA AS FORÇAS LONGITUDINAIS	104
FIGURA 91 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA CONSIDERADA NA ANÁLISE TRANSVERSAL DO PILAR	105
FIGURA 92 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DOS PILARES NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL	105
FIGURA 93 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DOS PILARES NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL	106
FIGURA 94 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO DOS PILARES PARA A DIRECÇÃO LONGITUDINAL	108
FIGURA 95 – ESQUEMATIZAÇÃO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA A TRANSVERSAL DOS PILARES	109
FIGURA 96 – MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA ANÁLISE DOS MONTANTES DOS ENCONTROS	111
FIGURA 97 – MODELAÇÃO DO CARREGAMENTO DOS ENCONTROS	112
FIGURA 98 – REPRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS ACTUANTES (M, N E V), DEVIDOS AO SISMO, NO MODELO DO ENCONTRO 2	112
FIGURA 99 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA CONSIDERADA NA ANÁLISE DOS MONTANTES DOS ENCONTROS	113
FIGURA 100 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DOS MONTANTES DOS ENCONTROS	114
FIGURA 101 – MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA ANÁLISE DOS MUROS ESPELHO DOS ENCONTROS	116
FIGURA 102 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DOS MUROS ESPELHOS	117
FIGURA 103 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DOS ESPELHOS DOS ENCONTROS	117

FIGURA 104 – MODELO SIMPLIFICADO PARA CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE DA VIGA ESTRIBO	119
FIGURA 105 – MODELO DA SECÇÃO MAIS DESFAVORÁVEL DO MURO DE GABIÕES	125
FIGURA 106 – ESQUEMA DE PRINCÍPIO DO MÉTODO DE CÁLCULO UTILIZADO NA VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DOS MUROS DE GABIÕES	127
FIGURA 107 – MODELAÇÃO DO MURO DE GABIÕES PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	127
FIGURA 108 – DIMENSIONAMENTO GERAL DAS FUNDAÇÕES DOS PILARES	130
FIGURA 109 – CARACTERIZAÇÃO DOS TERRENOS DE FUNDAÇÃO	131
FIGURA 110 – MODELO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA ANÁLISE DO ESFORÇO AXIAL NAS ESTACAS.....	132
FIGURA 111 – GRÁFICOS DA VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS DOS PILARES	136
FIGURA 112 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS ESTACAS DOS PILARES	137
FIGURA 113 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DAS ESTACAS DOS PILARES	137
FIGURA 114 – ESFORÇOS NAS BARRAS DO MODELO DE TRELIÇA TRIDIMENSIONAL DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DOS PILARES	140
FIGURA 115 – ESQUEMATIZAÇÃO DE UM NÓ EQUIVALENTE AO ENCASTRAMENTO DE UMA ESTACA NO MACIÇO	141
FIGURA 116 – DIMENSIONAMENTO GERAL DAS FUNDAÇÕES DOS ENCONTROS	143
FIGURA 117 – GRÁFICOS DA VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS DOS ENCONTROS	146
FIGURA 118 – ESQUEMATIZAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS ESTACAS DOS ENCONTROS.....	146
FIGURA 119 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE DE MOMENTO FLECTOR DAS ESTACAS DOS ENCONTROS	147
FIGURA 120 – ESFORÇOS NAS BARRAS DO MODELO DE TRELIÇA TRIDIMENSIONAL DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DOS ENCONTROS.....	148
FIGURA 121 – EXEMPLO DE ESQUEMA DE INSTALAÇÃO COM PRÉ-COMPRESSÃO PARA UMA JD COM MOVIMENTO $\pm 10\text{cm}$	157

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 1– CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO UTILIZADO	24
QUADRO 2– RECOBRIMENTOS	24
QUADRO 3 – CARACTERIZAÇÃO DAS ARMADURAS UTILIZADOS	24
QUADRO 4 – CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DE PRÉ-ESFORÇO UTILIZADO	24
QUADRO 5 – CARACTERÍSTICAS DO PERFIL TRANSVERSAL DE UM TABULEIRO.....	25
QUADRO 6 – PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS	26
QUADRO 7 - PESO PRÓPRIO	30
QUADRO 8 - RESTANTE CARGA PERMANENTE	30
QUADRO 9 - SOBRECARGA UNIFORME	31
QUADRO 10 - SOBRECARGA PONTUAL	31
QUADRO 11 - SOBRECARGA LINEAR	31
QUADRO 12 – VEÍCULO TIPO.....	31
QUADRO 13 – COEFICIENTES DE REDUÇÃO (ψ).....	33
QUADRO 14 – FACTORES DE SEGURANÇA (γ)	33
QUADRO 15 – COMBINAÇÕES FUNDAMENTAIS	33
QUADRO 16 – COMBINAÇÕES RARAS (ESTADOS LIMITES DE MUITO CURTA DURAÇÃO).....	34
QUADRO 17 – COMBINAÇÕES FREQUENTES (ESTADOS LIMITES DE CURTA DURAÇÃO)	34
QUADRO 18 – COMBINAÇÕES QUASE PERMANENTES (ESTADOS LIMITES DE LONGA DURAÇÃO).....	34
QUADRO 19 – CÁLCULO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO NA ORIGEM (POR CABO)	39
QUADRO 20 – CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO DEVIDAS AO ATRITO	40
QUADRO 21 – CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO DEVIDAS À REENTRADA DAS CUNHAS	41
QUADRO 22 – CÁLCULO DAS PERDAS INSTANTÂNEAS TOTAIS MÉDIAS DE PRÉ-ESFORÇO	42
QUADRO 23 – CÁLCULO DA FORÇA INSTALADA INICIAL DE PRÉ-ESFORÇO (POR CABO)	42
QUADRO 24 – CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO POR RETRACÇÃO DO BETÃO	43
QUADRO 25 – CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO POR FLUÊNCIA DO BETÃO	43
QUADRO 26 – CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO POR RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS	44
QUADRO 27 – CÁLCULO DAS PERDAS TOTAIS DE PRÉ-ESFORÇO DEVIDAS AOS EFEITOS DIFERIDOS NO BETÃO E NO AÇO.....	44
QUADRO 28 – CÁLCULO DA FORÇA INSTALADA FINAL DE PRÉ-ESFORÇO (POR CABO)	45
QUADRO 29 – IDENTIFICAÇÃO DAS SECÇÕES RESISTENTES DO TABULEIRO (LONGO PRAZO).....	59
QUADRO 30 – MOMENTOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (LONGO PRAZO)	60
QUADRO 31 - CÁLCULO DAS SECÇÕES OCAS EFICAZES DO TABULEIRO PARA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO TORSOR RESISTENTE ...	64
QUADRO 32 - IDENTIFICAÇÃO DAS SECÇÕES RESISTENTES DO TABULEIRO (ENTRADA EM SERVIÇO).....	75
QUADRO 33 – MOMENTOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (ENTRADA EM SERVIÇO).....	76
QUADRO 34 – CÁLCULO DA MÉDIA DO MOMENTO FLECTOR NAS CONSOLAS DEVIDO AO VEÍCULO TIPO	82

QUADRO 35 – CÁLCULO DO MOMENTO FLECTOR ACTUANTE NAS CONSOLAS.....	82
QUADRO 36 – CÁLCULO DA ARMADURA MÍNIMA DAS CONSOLAS.....	83
QUADRO 37 – CÁLCULO DA MÉDIA DO ESFORÇO TRANSVERSO NAS CONSOLAS DEVIDO AO VEÍCULO TIPO.....	85
QUADRO 38 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO RESULTANTE DA COMBINAÇÃO DE ACÇÕES NAS CONSOLAS.....	85
QUADRO 39 – CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO DA SECÇÃO DAS CONSOLAS DO TABULEIRO AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	86
QUADRO 40 – ALTURA DOS PILARES.....	87
QUADRO 41 – CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA	89
QUADRO 42 – PERÍODO PRÓPRIO (HIPOTÉTICO) DA ESTRUTURA	90
QUADRO 43 – MASSA SÍSMICA TOTAL DA ESTRUTURA	90
QUADRO 44 – RIGIDEZ GLOBAL DO SISTEMA ISOLADO.....	90
QUADRO 45 – RIGIDEZ NECESSÁRIA EM CADA APARELHO DE APOIO	90
QUADRO 46 – DESLOCAMENTO MÁXIMO DOS APARELHOS DE APOIO.....	91
QUADRO 47 – CARGA VERTICAL APLICADA EM CADA APARELHO DE APOIO.....	91
QUADRO 48 – PERÍODOS, FREQUÊNCIAS E FACTORES DE PARTICIPAÇÃO MODAL DA MASSA DA ESTRUTURA.....	99
QUADRO 49 – DESLOCAMENTOS (NÃO MAJORADOS) DEVIDOS À ACÇÃO SÍSMICA.....	99
QUADRO 50 – DESLOCAMENTOS ABSORVIDOS PELOS APARELHOS DE APOIO	100
QUADRO 51 – ESFORÇOS (NÃO MAJORADOS), DEVIDOS À ACÇÃO SÍSMICA, NA BASE DOS PILARES	100
QUADRO 52 – ESFORÇOS (NÃO MAJORADOS), DEVIDOS À ACÇÃO SÍSMICA, NA BASE DOS PILARES PARA SITUAÇÃO DE OBRA NÃO ISOLADA.....	101
QUADRO 53 – CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA EQUIVALENTE AOS EFEITOS DIFERIDOS DA FLUÊNCIA	102
QUADRO 54 – CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA EQUIVALENTE AOS EFEITOS DIFERIDOS DA RETRACÇÃO	103
QUADRO 55 – CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA EQUIVALENTE AOS EFEITOS DIFERIDOS CONJUNTOS DA FLUÊNCIA E DA RETRACÇÃO	103
QUADRO 56 – ESFORÇOS (NÃO MAJORADOS), DEVIDOS À ACÇÃO DA FLUÊNCIA E DA RETRACÇÃO, NA BASE DOS PILARES	103
QUADRO 57 – COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEL NA ANÁLISE LONGITUDINAL DOS PILARES.....	106
QUADRO 58 – COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEL NA ANÁLISE TRANSVERSAL DOS PILARES	107
QUADRO 59 – CÁLCULO DO MOMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL DOS PILARES	107
QUADRO 60 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO ACTUANTE MÁXIMO NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL DOS PILARES	107
QUADRO 61 – CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DOS PILARES – DIRECÇÃO LONGITUDINAL	108
QUADRO 62 – CÁLCULO DO MOMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES.....	109
QUADRO 63 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO ACTUANTE MÁXIMO NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES	109
QUADRO 64 – CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DOS PILARES – DIRECÇÃO TRANSVERSAL	109
QUADRO 65 – COMBINAÇÕES MOMENTO / ESFORÇO AXIAL NOS MONTANTES DO ENCONTRO 2.....	113
QUADRO 66 – COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEL NA ANÁLISE DOS MONTANTES	114
QUADRO 67 – CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DOS MONTANTES DOS ENCONTROS	115
QUADRO 68 – CÁLCULO DA TENSÃO DEVIDA À RESTANTE CARGA PERMANENTE NA BASE DO MURO ESPELHO	116

QUADRO 69 – CÁLCULO DO MOMENTO ACTUANTE NA BASE DOS MUROS ESPELHO DO ENCONTRO.....	116
QUADRO 70 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO ACTUANTE MÁXIMO NOS ESPELHOS DOS ENCONTROS	118
QUADRO 71 – DEMONSTRAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESFORÇO TRANSVERSO DA SECÇÃO DOS ESPELHOS DOS ENCONTROS.....	118
QUADRO 72 – MOMENTO FLECTOR ACTUANTE NAS DIFERENTES SECÇÕES DA VIGA ESTRIBO	119
QUADRO 73 – CÁLCULO DA ARMADURA MÍNIMA DA VIGA ESTRIBO	120
QUADRO 74 – ESFORÇO TRANSVERSO NAS DIFERENTES SECÇÕES DA VIGA ESTRIBO RESULTANTE DA COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	120
QUADRO 75 – ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE DA VIGA ESTRIBO.....	121
QUADRO 76 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE DA VIGA ESTRIBO	121
QUADRO 77 – MOMENTO TORSOR CIRCULAR ACTUANTE NAS DIFERENTES SECÇÕES DA VIGA ESTRIBO	122
QUADRO 78 – ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO MOMENTO TORSOR RESISTENTE DA VIGA ESTRIBO	123
QUADRO 79 – CÁLCULO DA SECÇÃO EFICAZ DA VIGA ESTRIBO.....	123
QUADRO 80 – CÁLCULO DO MOMENTO TORSOR RESISTENTE DA VIGA ESTRIBO	123
QUADRO 81 – ELEMENTOS PARA A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS MUROS DE GABIÕES.....	126
QUADRO 82 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA GLOBAL DOS MUROS DE GABIÕES	128
QUADRO 83 – CÁLCULO DO ESFORÇO NORMAL ACTUANTE PARA CADA ESTACA, PROVENIENTE DO ESFORÇO NORMAL NA BASE DOS PILARES E DO PP DO MACIÇO	132
QUADRO 84 – CÁLCULO DO ESFORÇO NORMAL ACTUANTE FINAL PARA CADA ESTACA DOS PILARES, CONSIDERANDO O MOMENTO FLECTOR NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL	133
QUADRO 85 – CÁLCULO DO ESFORÇO NORMAL ACTUANTE FINAL PARA CADA ESTACA DOS PILARES, CONSIDERANDO O MOMENTO FLECTOR NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL	133
QUADRO 86 – CÁLCULO DO MOMENTO ACTUANTE NA CABEÇA DAS ESTACAS DOS PILARES.....	135
QUADRO 87 – CÁLCULO DA VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS DOS PILARES	136
QUADRO 88 – COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEL NA ANÁLISE DAS ESTACAS DOS PILARES	138
QUADRO 89 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO ACTUANTE NAS ESTACAS DOS PILARES.....	138
QUADRO 90 – CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DAS ESTACAS DOS PILARES.....	139
QUADRO 91 – CÁLCULO DA TENSÃO NO BETÃO NA INTERFACE DAS BIELAS COMPRIMIDAS COM AS ESTACAS	142
QUADRO 92 – CÁLCULO DAS ARMADURAS DE TRACÇÃO NECESSÁRIAS NOS MACIÇOS DE FUNDAÇÃO DOS PILARES	142
QUADRO 93 – CÁLCULO DO ESFORÇO NORMAL ACTUANTE PARA CADA ESTACA, PROVENIENTE DO ESFORÇO NORMAL NA BASE DOS MONTANTES DOS ENCONTROS E DO PP DO MACIÇO	144
QUADRO 94 – CÁLCULO DO ESFORÇO NORMAL ACTUANTE FINAL PARA CADA ESTACA DOS ENCONTROS, CONSIDERANDO O MOMENTO FLECTOR NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL	144
QUADRO 95 – CÁLCULO DO MOMENTO ACTUANTE NA CABEÇA DAS ESTACAS DOS PILARES.....	145
QUADRO 96 – CÁLCULO DA VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS AO LONGO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS DOS PILARES	145
QUADRO 97 – COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEL NA ANÁLISE DAS ESTACAS DOS ENCONTROS.....	147
QUADRO 98 – CÁLCULO DO ESFORÇO TRANSVERSO ACTUANTE NAS ESTACAS DOS ENCONTROS	147
QUADRO 99 – CÁLCULO DA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DAS ESTACAS DOS ENCONTROS	148
QUADRO 100 – CÁLCULO DA TENSÃO NO BETÃO NA INTERFACE DAS BIELAS COMPRIMIDAS COM AS ESTACAS DOS ENCONTROS	149

QUADRO 101 – CÁLCULO DAS ARMADURAS DE TRACÇÃO NECESSÁRIAS NOS MACIÇOS DE FUNDAÇÃO DOS ENCONTROS	149
QUADRO 102 – CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS ACTUANTES (kN) EM CADA APARELHO DE APOIO	150
QUADRO 103 – CÁLCULO DAS CARGAS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS ACTUANTES (kN) EM CADA APARELHO DE APOIO	151
QUADRO 104 – CÁLCULO DAS CARGAS HORIZONTAIS TRANSVERSAIS ACTUANTES (kN) EM CADA APARELHO DE APOIO.....	152
QUADRO 105 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS (M) TOTAIS	153
QUADRO 106 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS (M) NOS PILARES	153
QUADRO 107 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS (M) NOS APARELHOS DE APOIO	154
QUADRO 108 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (M) TOTAIS	154
QUADRO 109 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (M) NOS PILARES	154
QUADRO 110 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (M) NOS APARELHOS DE APOIO	155
QUADRO 111 – CARACTERÍSTICAS OBRIGATÓRIAS DOS APARELHOS DE APOIO DOS ENCONTROS	155
QUADRO 112 – CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS (M) NAS JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	156
QUADRO 113 – CARACTERÍSTICAS OBRIGATÓRIAS DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	156

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

SIGLAS:

- § DEC – Departamento de Engenharia Civil;
- § EC2 – Eurocódigo 2;
- § EC8 – Eurocódigo 8;
- § EL – Estado Limite;
- § ELU – Estado Limite Último;
- § ELutili – Estado Limite de Utilização;
- § HDRB – High Damping Rubber Bearing (aparelho de apoio de elevado amortecimento sísmico);
- § ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa;
- § REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
- § RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

ABREVIATURAS:

- § DIF – Efeitos Diferidos do Betão: Retracção e Fluência (acções devidas a);
- § PE – Pré-Esforço (acções devidas a);
- § PP – Peso Próprio;
- § RCP – Restante Carga Permanente;
- § SC – Sobrecarga;
- § SCL – Sobrecarga Linear;
- § SCU – Sobrecarga Uniforme;
- § VDT – Variação Diferencial de Temperatura;
- § VT – Veículo Tipo;
- § VUT – Variação Uniforme de Temperatura;

SIMBOLOGIA:

- § f – frequência;
- § M – Momento;
- § N – Esforço normal;
- § T – Período ou Torção (dependente da unidade: seg para Período kNm para Torção);
- § V – Esforço Transverso;

UNIDADES:

- § GPa – gigapascal (10^9 pascal);
- § hz – hertz (unidade de medida da frequência);
- § kN – kilonewton (unidade de medida de força);
- § kNm ou kN.m – kilonewton.metro (unidade de medida de momento);
- § kPa – kilopascal (10^3 pascal);
- § m – metro (unidade de medida de comprimento);
- § MPa – megapascal (10^6 pascal);
- § Pa – Pascal (unidade de medida de pressão);
- § seg – segundo (unidade de medida do tempo);

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

No âmbito do Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas – do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, optei por desenvolver como Trabalho Final de Mestrado um Projecto de Execução de uma ponte rodoviária em betão armado pré-esforçado, com o objectivo de reforçar e sedimentar os meus conhecimentos e as minhas competências na área da análise estrutural.

Dimensionando ao nível do Projecto de Execução uma estrutura real em condições reais, entendi que poderia progredir relativamente às abordagens académicas quase sempre realizadas ao nível de pré-dimensionamento, completando dessa forma os conhecimentos adquiridos no Mestrado.

A escolha de uma Obra de Arte resulta de duas circunstâncias:

- § Numa ponte fundamentalmente a estrutura é a própria obra e o trabalho do engenheiro está totalmente exposto, tornando-se por isso uma obra de engenharia por excelência, onde ficam em evidência não só as competências técnicas mas também estéticas, económicas e ambientais do engenheiro.
- § O gosto particular, desde muito cedo desenvolvido por razões profissionais, que tenho por esse tipo de estruturas, o que de alguma maneira mais me motivou para a execução do Trabalho.

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

Em termos gerais pretende-se num Projecto de Execução:

- § Definir as soluções técnicas que correspondem:
 - às expectativas do Dono de Obra;
 - às exigências regulamentares, económicas, sociais e ambientais.
- § Demonstrar a segurança da estrutura;
- § Estabelecer o faseamento executivo e
- § Produzir todos os elementos necessários à execução dos trabalhos.

Em termos particulares, acredito que com a realização deste Projecto fico mais bem preparado para a prática da Engenharia Civil, uma vez que terei a oportunidade de analisar e desenvolver em

profundidade as questões que orientam e condicionam a concepção de uma estrutura, num “ambiente” muito aproximada do que será uma das aplicações por excelência da engenharia de estruturas.

A execução de um Projecto de Execução de uma obra num local onde estava precisamente prevista a construção de uma ponte, tendo por base elementos os elementos reais que possibilitam a concepção da mesma, permite trabalhar a partir de condicionantes e problemas reais que são necessários ultrapassar. No entanto, e dada a natureza eminentemente estrutural da obra, a liberdade de opções do engenheiro é relativamente grande, cabendo-lhe depois o desafio de garantir e demonstrar tecnicamente a viabilidade das opções que escolheu.

O principal objectivo deste Trabalho é também o seu principal desafio e consiste em levar todas as questões envolvidas na sua realização desde o início até ao fim, num processo em cadeia de análise, estudo de hipóteses, decisão, cálculo da solução e demonstração, que permite conceber “a partir do zero” uma obra inteiramente original, por certo diferente de qualquer outra que tivesse sido projectada por outra pessoa para o mesmo local, mas que no fim corresponde a uma obra que poderia efectivamente ser executada.

Não esquecendo o enquadramento académico em que este Trabalho foi realizado, procurou-se também aprofundar algumas situações muitas vezes pouco exploradas nas situações práticas correntes, como é o caso do estudo do pré-esforço e das respectivas perdas, do estudo dos efeitos diferidos devidos à retracção e à fluência. Procurou-se de alguma maneira impor também um carácter inovador ao Projecto, optando por um solução não corrente que consiste no isolamento parcial de base para as acções sísmicas, através da colocação de aparelhos de apoio de elevado amortecimento sísmico.

Também foi particular preocupação neste trabalho o estudo dos comportamentos distintos da estrutura nas diferentes etapas da sua vida útil, nomeadamente na Entrada em Serviço e no Longo Prazo.

1.3. METODOLOGIA

A metodologia seguida no desenvolvimento deste Trabalho foi a metodologia normalmente seguida na execução de qualquer Projecto de Execução desta natureza, tendo sido realizadas as seguintes etapas consecutivas:

- A) Fase de análise: em que se estudou a informação disponível e necessária para o desenvolvimento da obra, identificando as condicionantes, os constrangimentos, as imposições, os impedimentos, etc... envolvidos na execução da mesma, tanto para a fase da sua construção como para o período de exploração ou vida útil.

Este Projecto foi desenvolvido a partir do levantamento Topográfico e do Relatório Geotécnico do local de implantação da obra, e teve como base técnica da elaboração e da verificação da segurança a aplicação da Regulamentação nacional em vigor, nomeadamente:

- RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
- REBAP – Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado.
- NP EN 206-1 – Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade

Além disso, sempre que considerado desejável e complementarmente, recorreu-se ao estabelecido nos Eurocódigos Estruturais, designadamente:

- Eurocódigo 0 – Bases para o Projecto de Estruturas – [Parte 2 – Pontes]
- Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas
- Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – [Parte 3 – Pontes]
- Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico
- Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – [Parte 2 – Pontes]

- B) Fase de estudo de hipóteses: em que se definiram as várias hipóteses de solução para as diferentes componentes da obra, associando a cada uma delas as principais vantagens e inconvenientes. Nesta fase fizeram-se também os primeiros cálculos, normalmente simplificados, para a verificação da viabilidade das hipóteses apontadas.

Nesta fase discutiram-se-se por exemplo as seguintes hipóteses:

- nº de vãos e localização dos apoios;
- fundações directas ou indirectas;
- tabuleiro nervurado ou em caixão;
- apenas um pilar ou antes dois pilares por alinhamento transversal;

- tipo de ligação dos pilares ao tabuleiro;
- tipo de encontros;
- etc...

C) Fase de decisão: em que perante as vantagens e os inconvenientes de cada uma das soluções apontadas para as diferentes componentes da obra se decidiu pelas soluções adoptadas e, consequentemente, projectadas.

É importante aqui relevar que, nesta fase, o facto deste Projecto se realizar no âmbito de um Trabalho Final de Mestrado, não foi alheio no processo de decisão, nomeadamente “fugindo” de soluções mais tradicionais e procurando de alguma maneira inovar, como foi no caso da adopção do isolamento parcial de base, pela adopção de aparelhos de apoio de elevado amortecimento sísmico tipo HDRB.

D) Fase de cálculo das soluções: onde se definem e executam os modelos estruturais que servirão de base à análise do comportamento das diversas componentes da estrutura e à consequente determinação dos correspondentes esforços e/ou deslocamentos.

E) Fase de demonstração: onde finalmente se verifica e demonstra a segurança das componentes da estrutura, com base na comparação entre esforços actuantes e resistentes, à luz e de acordo com a Regulamentação seguida.

Sendo o objectivo deste TFM elaborar um Projecto de Execução e não teorizar e demonstrar como um Projecto de Execução deveria ser realizado, nem todos os passos estão declaradamente anunciados no texto. Na realidade, e como em qualquer Projecto de Execução, a parte anunciada (ou publicada) deste Trabalho começa depois das decisões tomadas, pelo que no texto apenas estão bem marcadas as fases D e E, ou seja o Cálculo e a Demonstração.

No entanto, o resultado final aqui constante não poderia deixar de ser o corolário da adopção da metodologia enunciada. O mesmo será dizer que sem as fases iniciais não haveria qualquer resultado final, ou que outras abordagens nas fases iniciais teriam originado resultados finais diferentes, pelo que as mesmas, apesar de não estarem descritas no Projecto (por não caberem no âmbito deste Trabalho), foram de importância basilar na sua realização.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O Trabalho está dividido nas duas partes principais que geralmente compõe um Projecto de Execução:

- § Peças Escritas;
- § Peças Desenhadas.

Por sua vez as Peças Escritas, apresentadas no capítulo 2 “Resultados” deste Trabalho Final de Mestrado, são compostas das seguintes três partes:

- § **Memória Descritiva e Justificativa, onde se:**
 - Identificam as principais condicionantes da obra;
 - Caracterizam e descrevem as soluções técnicas e os materiais adoptados para cada um dos principais componentes do projecto;
 - Identificam os processos de cálculo, as acções e combinações e os critérios para a verificação da segurança da estrutura;
 - Definem os processos e o faseamento construtivo;
 - Identificam os Regulamentos e as Normas seguidos na elaboração do Projecto, bem como outros documentos técnicos de referência utilizados.
- § **Cálculos Justificativos, onde se justifica de forma detalhada a adopção das soluções técnicas dos diversos componentes da obra: Tabuleiro; Pilares; Encontros; Fundações; Aparelhos de Apoio e Juntas de Dilatação. Apresentando de forma precisa:**
 - A definição concreta das secções e dos materiais considerados;
 - Os modelos de cálculo utilizados;
 - As acções e combinações de acções;
 - A verificação da segurança (e respectivos critérios) para toda a vida útil da obra.
- § **Anexos, onde se apresentam os elementos que tendo integrado a elaboração do Projecto de Execução, nomeadamente os Cálculos Justificativos, e que não sendo necessários ao entendimento global do mesmo, de alguma maneira o complementam, podendo ser utilizados para uma análise mais profunda ou para a sua revisão futura. Os anexos incluem:**
 - Relatório Geotécnico e respectivos “logs” das sondagens;
 - Outputs de cálculo.

2. RESULTADOS

2.1. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

2.1.1. INTRODUÇÃO

A presente Memória Descritiva refere-se ao Projecto de Execução de Fundações e Estruturas de uma Obra de Arte Rodoviária em betão armado pré-esforçado, realizado no âmbito do Trabalho Final do Mestrado em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Pretendeu-se neste Projecto definir soluções, correspondendo tanto àquilo que seriam as expectativas do Dono de Obra como às exigências regulamentares, demonstrar a segurança da estrutura, estabelecer o faseamento executivo e produzir os elementos necessários à execução dos trabalhos.

Na escolha das soluções, tanto no dimensionamento como na definição geral dos processos construtivos a adoptar, foram considerados todos os condicionalismos existentes, em particular os inerentes à implantação geral da obra e sua utilização. Foram ainda consideradas as características geológicas e geotécnicas do terreno de fundação, as acções a actuar na estrutura e as propriedades dos materiais utilizados.

Nesta Memória descrevem-se as soluções adoptadas para os diferentes elementos, os materiais a adoptar, as acções e combinações consideradas no dimensionamento e os critérios de verificação da segurança.

Os cálculos que justificam as soluções adoptadas para os diversos elementos são apresentados no capítulo “Cálculos Justificativos”.

Os elementos gráficos das soluções propostas, que resultam do dimensionamento efectuado, constituem as “Peças Desenhadas” deste Projecto de Execução.

2.1.2. CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJECTO

Além dos condicionamentos que ocorrem da obrigatoriedade de respeitar o traçado da via em que a obra se inscreve, da necessidade de conter no tabuleiro quer o perfil transversal da via, quer os passeios e os dispositivos de segurança, e dos que derivam das condições topográficas e geológicas do local de implantação da obra, foram tomadas como condicionantes do estudo as seguintes imposições:

- § A obra é considerada da classe I e as acções serão as estipuladas no R.S.A. para viadutos desta classe, e para a zona territorial onde se localizam;
- § A obra, para a acção do sismo, situa-se na zona A, e para a acção do vento localiza-se na zona B (sendo de considerar a rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II);
- § Seguir-se-á o preconizado na regulamentação portuguesa em vigor: o R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes), o R.E.B.A.P. (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado), e nos casos em que este é omissivo, de acordo com a regulamentação referida, normas e práticas consagradas internacionalmente em especial os Eurocódigos, nomeadamente os EC2 Partes 1 e 2, EC7 e EC8 Partes 2 e 5.

Para a distribuição de vãos considerou-se a conjugação da geometria do atravessamento, as condições topográficas, a altura a que se desenvolve a rasante, os obstáculos a transpor e os factores económicos e ambientais.

2.1.3. FUNDAÇÕES

Em termos geológicos e geotécnicos, a obra assenta sobre camadas que envolvem a ocorrência de Argila arenosa muito compacta ou de Arenitos e Calcários margosos com $NSPT > 60$. Sobre estas camadas encontra-se aluvião constituído por Argila levemente siltosa e cascalheira com $5 < NSPT < 23$ e uma com altura que varia entre os 2 e os 6 metros, recoberto por um horizonte de terra vegetal e aterros variando entre 1 e os 6m de altura.

Pelas características indicadas anteriormente, optou-se então por fundar toda a super-estrutura da obra na formação que garante $NSPT$ superiores a 60 pancadas, que se encontra entre os 7 e os 10m

de profundidade, o que obriga ao recurso a uma solução com fundações indirectas tanto para os pilares como para os encontros.

As fundações indirectas serão realizadas por conjuntos de estacas de betão armado do tipo moldado no terreno, com $\varnothing 1,00\text{m}$ no caso dos pilares e $\varnothing 0,80\text{m}$ no caso dos encontros. As estacas serão espaçadas entre si de pelo menos $3\varnothing$ e serão encabeçadas por maciços em betão armado com suficiente rigidez para distribuir as cargas de forma aproximadamente uniforme entre elas.

Os maciços de encabeçamento das estacas serão únicos por cada alinhamento de apoios para os dois tabuleiros, tanto nos pilares como nos encontros. Ou seja cada alinhamento de apoios, composto por dois pilares (um para cada tabuleiro) será fundado num único conjunto de estacas devidamente encabeçadas por um maciço em betão armado, o mesmo se passando nos encontros.

2.1.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Procurou-se, na medida do possível, simplificar a solução estrutural adoptada de tal modo que, além de respeitar cada uma das condicionantes referidas, a referida solução estrutural garantisse benefícios do ponto de vista construtivo e económico.

Uma vez que a estrada a servir pela Obra de Arte possuirá duas vias em cada sentido, optou-se pela solução de executar dois tabuleiros paralelos afastados entre si de $0,10\text{m}$.

A implantação dos pilares foi principalmente condicionada pela existência de obstáculos naturais (nomeadamente o atravessamento do rio) e obstáculos construídos próprios de um meio urbano (nomeadamente o atravessamento de um arruamento e do acesso a uma fábrica). Tendo em conta a economia da obra e os condicionalismos referidos, a solução estrutural adoptada prevê a travessia do vale com sete vãos, sendo os cinco vãos correntes todos iguais e com um comprimento de $31,00\text{m}$ e os vãos de extremidade diferentes com comprimentos de $25,0\text{m}$ e $20,0\text{m}$ respectivamente.

Nestas condições, o viaduto apresenta um comprimento total de $231,00\text{m}$ entre os eixos de apoio nos encontros. Os tabuleiros apoiam em encontros nas extremidades e em sete alinhamentos transversais de pilares.

Os tabuleiros serão constituídos por uma secção de uma única nervura, de betão armado e pré-esforçado, com 5,10m de largura e 1,40m de altura, que suporta duas consolas de 2,50m de vão. Transversalmente o tabuleiro apresenta uma plataforma com 10,10m de largura em todo o seu desenvolvimento. Esta largura comporta, uma faixa de rodagem com 8,30m de largura total, lancil (onde se apoia o perfil de segurança), passeio, guarda-corpos e viga de bordadura no lado exterior e uma barreira de protecção em betão tipo *new jersey* no lado interior.

Junto aos apoios a secção será maciça, para assegurar a resistência aos momentos negativos e aos valores mais elevados de esforço transversal e para possibilitar a colocação não condicionada de aparelhos de apoio. Na parte central dos vãos a secção do tabuleiro será aligeirada através da colocação de vazamentos de secção quadrada.

Ao longo de toda a extensão do viaduto, os esforços resultantes do funcionamento do tabuleiro da direcção transversal serão resistidos recorrendo apenas a armaduras ordinárias. Na direcção longitudinal, para além das armaduras ordinárias, previu-se a inclusão de armaduras de pré-esforço, materializadas por 5 cabos de 19 cordões.

Os apoios de cada tabuleiro serão através de pilares maciços de tipo alongado de secção constante, havendo em cada alinhamento transversal apenas um pilar por tabuleiro.

Os aparelhos de apoio serão todos iguais e serão aplicados em todos os pilares sendo do tipo HDRB (*High Damping Rubber Bearing*) com um coeficiente de amortecimento sísmico equivalente de 16%.

2.1.5. RASANTE, DIRECTRIZ E PERFIL TRANSVERSAL

Em termos de desenvolvimento da rasante, o início da ponte está integrado numa curva côncava de raio 1700m que se prolonga por cerca de 60m, seguindo-se um trainel de 0,70% de inclinação constante numa extensão de cerca de 48m, depois uma curva convexa com raio de -5800m numa extensão de 90m, terminando os últimos 33m da obra em trainel de inclinação constante -0,60%.

A rasante situa-se, na zona da obra a uma altura média do solo de cerca de 7m com um mínimo de cerca de 6m e um máximo de aproximadamente 8m.

Em termos de desenvolvimento da directriz, a obra insere-se entre duas curvas à esquerda. A obra inicia-se em plena clotóide de saída da primeira das curvas que ainda se prolonga por mais cerca de 34m, a que se segue um troço recto com cerca de 96m e finalmente os restantes 101m da obra situam-se na segunda curva que é uma curva circular (sem clotóides) de raio 800m.

Estando a obra integrada entre curvas e havendo a necessidade de assegurar as transições entre curvas com as variações de inclinação correspondentes, os tabuleiros apresentam várias inclinações transversais. Por força das transições, as inclinações nem sempre são iguais ou simétricas no tabuleiro esquerdo e no tabuleiro direito, como exemplo disso no primeiro encontro o tabuleiro direito inicia com uma inclinação de 1,775% e o tabuleiro esquerdo com uma inclinação de -4,525%.

A plataforma tem 20,66m de largura total e é constituída por uma faixa de rodagem com duas vias de trânsito em cada sentido, cada uma delas com 3,25m de largura, bermas exteriores, passadiços laterais, constituídos cada um por um perfil metálico de segurança, viga de bordadura e passeio. Estes últimos serão dotados de tubos circulares destinados à passagem de cabos e fibras ópticas, ficando os mesmos embebidos no enchimento de betão. No meio da plataforma e a separar os dois sentidos de trânsito são colocadas duas fiadas (uma fiada em cada um dos tabuleiros da ponte) de dispositivos de betão tipo *new jersey* assimétricos.

As vigas de bordadura serão constituídas por peças pré-fabricadas em betão armado, integrando os necessários chumbadouros para a fixação das guardas metálicas do tabuleiro. Os passadiços serão rematados no interior por lancis de betão armado aos quais serão solidarizados os perfis de segurança metálicos. Exteriormente, e sobre a parte superior das vigas de bordadura, serão fixas as guarda-corpos metálicos.

2.1.6. ENCONTROS

Apesar da extrema falta de espaço disponível para executar saias de aterro junto aos encontros, optou-se, pelo menor impacto ambiental e menor custo de execução, por realizar encontros do tipo

perdido, com uma altura aproximada de 4m e fechados frontalmente e lateralmente com muros de gabiões.

Cada encontro é uma peça única acomodando os dois tabuleiros da ponte, incluindo sete montantes de secção constante, quatro dos quais colocados directamente debaixo dos apoios do tabuleiro.

O tabuleiro apoia numa carlinga que por sua vez está ligada à viga estribo do através de aparelhos de apoio unidireccionais, do tipo “pot-bearing” fixos transversalmente, e por sua vez a viga estribo apoia com encastramento nos montantes.

O tabuleiro terá livre dilatação longitudinal em ambos os encontros, assegurada pela colocação de juntas de dilatação.

Os encontros dispõem lateralmente de muros avenida em consola que suportam os acrotérios que rematam e marcam a entrada e a saída da obra.

2.1.7. PROCESSOS DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços devidos às acções passíveis de actuar no tabuleiro da ponte, foram elaborados modelos de cálculo automático lineares, compostos por elementos finitos de barra, e tridimensionais compostos por elementos finitos de volume.

Os diferentes modelos utilizados na verificação dos vários elementos e na análise dos efeitos das diferentes acções foram desenvolvidos a partir do software SAP2000 e estão devidamente indicados e desenvolvidos nos “Cálculos Justificativos”.

Os pilares foram simulados como elementos de barra, com altura igual ao seu comprimento livre. Estes elementos foram ligados ao tabuleiro através de ligações que simulam a rigidez vertical e horizontal dos aparelhos de apoio HDRB.

Nos encontros optou-se por fixar o tabuleiro transversalmente através de apoios do tipo pot bearing bloqueados nessa direcção, dimensionando-se posteriormente os gigantes dos encontros para a força transversal desenvolvida nestes apoios.

Para análise transversal do tabuleiro foi elaborado um modelo composto por elementos finitos, planos simulando as consolas do tabuleiro. A malha escolhida na definição da dimensão dos elementos finitos foi de maneira a poder posicionar com rigor as acções consideradas.

Na análise dos muros de gabiões e das estacas foram utilizados algoritmos de cálculo simplificados devidamente expostos e desenvolvidos nos “Cálculos Justificativos”.

2.1.8. ACÇÕES E COMBINAÇÕES

A quantificação de acções e combinações foi efectuada, em geral, segundo os critérios e regras prescritos no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

As acções que se consideraram passíveis de actuar na estrutura foram as seguintes:

Acções permanentes:

- Peso próprio + restante carga permanente;
- Pré-Esforço;
- Retracção;
- Fluência.

Acções variáveis:

- Sobrecarga uniforme + linear;
- Veículo tipo;
- Variação uniforme de temperatura ($\pm 15^\circ \text{C}$);
- Variação diferencial de temperatura ($\pm 5^\circ \text{C}$, positiva na face superior do tabuleiro);
- Acção sísmica (zona sísmica A).

Para todas as peças pré-esforçadas garantiu-se a verificação do estado limite de utilização, correspondente à verificação da descompressão para as combinações quase permanentes de acções e a abertura de fendas para a combinação frequente de acções. As acções acima referidas foram combinadas, para a verificação deste estado limite, de acordo com a seguinte regra de combinação:

i) Combinação quase permanente

$$S_{qp} = \gamma_g S_G + \sum \gamma_{pi} S_{pi}$$

com os seguintes coeficientes de combinação:

- | | |
|--|------------------|
| - peso próprio + restante carga permanente | $\gamma_g = 1,0$ |
| - pré-esforço | $\gamma_g = 1,0$ |
| - variação de temperatura | $\gamma_p = 0,3$ |
| - sobrecargas | $\gamma_p = 0,2$ |

ii) Combinação frequente

$$S_{\text{freq}} = \gamma_g S_G + \sum \gamma_{pi} S_{pi}$$

com os seguintes coeficientes de combinação:

- peso próprio + restante carga permanente	$\gamma_g = 1,0$
- pré-esforço	$\gamma_g = 1,0$
- variação de temperatura	$\gamma_p = 0,3$
- sobrecargas	$\gamma_p = 0,4$

A segurança de todos os elementos estruturais foi verificada para os estados limites últimos de resistência, tendo sido fixadas para as secções condicionantes das peças as seguintes condições:

$$M_{Sd} < M_{Rd} \text{ e } V_{Sd} < V_{Rd}$$

em que M_{Sd} e V_{Sd} designam, respectivamente, os momentos flectores e os esforços transversos actuantes de cálculo (para as secções e combinações abaixo indicadas) e M_{Rd} e V_{Rd} os seus valores resistentes de cálculo.

Estas acções foram combinadas de acordo com as seguintes regras de combinação:

A) Acção base da combinação: sobrecargas

$$S_d = \gamma_q \times S_G + \gamma_q \times S_Q + \sum (\gamma_{pi} \times S_{pi})$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança conforme a acção era favorável ou desfavorável à segurança:

- peso próprio	$\gamma_g = 1,0$ ou $1,35$
- restante carga permanente	$\gamma_g = 1,0$ ou $1,5$
- retracção e fluência	$\gamma_p = 1,0$ ou $1,5$
- pré-esforço	$\gamma_g = 0,9$ ou $1,2$
- variação de temperatura	$\gamma_p = 0$ ou $0,9$
- sobrecargas	$\gamma_q = 1,5$

B) Acção base da combinação: temperatura

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_Q + \sum (\gamma_{pi} \times S_{pi})$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança conforme a acção era favorável ou desfavorável à segurança:

- peso próprio	$\gamma_g = 1,0$ ou $1,35$
- restante carga permanente	$\gamma_g = 1,0$ ou $1,5$

- retracção e fluência	$\gamma_p = 1,0$ ou $1,5$
- pré-esforço	$\gamma_g = 0,9$ ou $1,2$
- variação de temperatura	$\gamma_p = 1,5$
- sobrecargas	$\gamma_q = 0$ ou $0,9$

C) Acção base da combinação: sismo

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_E + \sum (\gamma_{pi} \times S_{pi})$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança:

- peso próprio + restante carga permanente	$\gamma_g = 1,0$
- retracção	$\gamma_g = 1,0$
- pré-esforço	$\gamma_g = 0,9$ ou $1,2$
- variação de temperatura	$\gamma_p = 0$ ou $0,3$
- sismo	$\gamma_q = 1,5$

A segurança dos pilares e encontros foi verificada em relação aos estados limites últimos de resistência, utilizando no cálculo combinações de acções idênticas às consideradas na análise do tabuleiro.

2.1.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Nas verificações de segurança seguiu-se o que o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (R.E.B.A.P.) prescrevem para este tipo de estruturas.

A verificação da segurança das estruturas foi feita em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização. Determinaram-se os valores dos esforços actuantes de cálculo em todos os elementos estruturais, para todas as acções e suas combinações, sendo depois avaliadas as capacidades resistentes desses elementos com base nas hipóteses regulamentares, tendo em atenção os materiais constituintes dos elementos.

Salienta-se que no cálculo dos pilares e das fundações foram utilizadas as regras de projecto por avaliação da capacidade real (*Capacity Design*) previstas no EC 8, o que vai além do previsto na actual regulamentação nacional.

A adopção destas regras visa garantir que:

- § A rotura não ocorrerá nos elementos de fundação, o que requer a avaliação rigorosa da capacidade resistente real dos pilares tendo em conta as possíveis sobrerresistências;
- § Nos pilares privilegia-se a dissipação de energia através de rótulas plásticas, evitando-se roturas associadas a esforços transversos, o que requer uma avaliação cuidadosa de eventuais sobrerresistências em momento flector devidas ao endurecimento do aço e também as que resultam da distribuição das armaduras longitudinais.

Para a avaliação da capacidade resistente dos elementos, tiveram-se em conta as propriedades dos materiais e do tipo de estrutura, tendo-se adoptado os coeficientes γ_m preconizados nos respectivos regulamentos.

2.1.10. PROCESSOS E FASEAMENTO CONSTRUTIVOS

O processo construtivo geral adoptado será o de tabuleiros betonados “in situ”, construídos tramo a tramo, com betonagem de cada tramo e do quinto de vão do tramo seguinte. Preconiza-se a construção mediante a utilização de cimbra ao solo, dada pequena altura ao solo e as pequenas variações de cotas do terreno, apenas tendo que ser acautelada como particulares as situações dos vãos que atravessam o rio, o arruamento e o acesso à fábrica. Recomenda-se que os trabalhos sejam programados tendo em consideração a execução dos vãos sobre o rio durante o Estio, aproveitando o facto dos caudais são muito reduzidos e o leito estar reduzido ao mínimo.

A continuidade de cada tramo (juntas de betonagem) será realizada a um quinto do vão, zona onde os momentos flectores apresentam valores pouco significativos.

Assim, há que considerar as seguintes fases construtivas, que podem desenvolver-se simultaneamente dado o considerável comprimento da obra que permite o estabelecimento de diversas frentes de trabalho simultâneas:

FASE 1: Execução das Fundações:

- § Implantação e alinhamentos da obra;
- § Desmatação e decapagem do terreno afecto à construção;
- § Execução de estacas;

- § Abertura dos caboucos para fundações;
- § Saneamento da cabeça das estacas;
- § Aplicação de betão de regularização;
- § Corte, dobragem e aplicação de armaduras dos maciços;
- § Cofragem dos maciços;
- § Betonagem dos maciços;

FASE 2: Execução dos Encontros e dos Pilares:

- § Execução de encontros e dos pilares por troços (armação, cofragem e betonagem);
- § Montagem de aparelhos de apoio;

FASE 3: Execução dos tramos do Tabuleiro:

- § Montagem do cimbre ao solo;
- § Cofragem do tramo do tabuleiro;
- § Corte, dobragem e aplicação de armaduras incluindo bainhas de pré-esforço;
- § Betonagem do tramo;
- § Aplicação do pré-esforço;
- § Desmontagem do cimbre ao solo e descofragem do tramo;
- § Lançamento do tramo seguinte e repetição do ciclo de actividades (a fase 3 é repetida tantas vezes, quantos tramos existam);

FASE 4: Execução dos Acabamentos.

- § Execução de acabamentos, incluindo a pavimentação;

2.1.11. REGULAMENTOS, NORMAS E DOCUMENTOS TÉCNICOS

Os regulamentos e normas utilizados para a elaboração deste estudo foram os seguintes:

- § Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.).
- § Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (R.E.B.A.P.).
- § NP EN 206-1 – Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade
- § EUROCÓDIGO 2
- § EUROCÓDIGO 8

Foram também consultados e utilizados os seguintes documentos técnicos:

- § Catálogo técnico dos aparelhos de apoio HDRB e LRB – ALGASISM da ALGA;
- § Welded Mesh Gabions Retaining Wall Design Guide da HY-TEN GABION SOLUTIONS;
- § Bulletin 16 da FIB de Jan.2002 – Technical Report on “Design Examples for the 1996 FIP recommendations – Practical design of structural concrete”;
- § Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado, Guy de Castro, Memória nº 488, LNEC, Lisboa, 1981;
- § Folhas da disciplina Pontes e Viadutos do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa;
- § Folhas das disciplinas de Engenharia Sísmica e Dinâmica das Estruturas do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa;
- § Folhas da disciplina de Betão Estrutural III do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa;
- § Folhas da disciplina de Dimensionamento de Estruturas da Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias;
- § Módulo 1 das folhas de Estruturas de Betão II do Instituto Superior Técnico.

2.2. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

No presente capítulo apresentam-se os cálculos que justificam a verificação da segurança da superestrutura, da mesoestrutura e da infraestrutura da ponte. Os anexos de cálculo que suportam as verificações aqui demonstradas são apresentados em volume autónomo integrante deste Projecto.

2.2.1. CARACTERÍSTICAS DA OBRA E DOS MATERIAIS

2.2.1.1 DADOS DE DIMENSIONAMENTO

Atendendo à utilização pretendida para a obra e à localização geográfica da mesma, os elementos a considerar na caracterização das diversas acções a que a ponte está sujeita, atendendo ao definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, são os seguintes:

Classe da ponte: I

Uma vez que, tal como definido no Regulamento, a obra terá tráfego intenso e pesado.

Zona Sísmica: A

Dado que a obra se localiza no Concelho de Loures.

Zona de Vento: A

Esta acção não foi no entanto considerada por ser claramente menos desfavorável que a acção sísmica.

2.2.1.2 MATERIAIS

Os materiais utilizados, incluindo a sua caracterização principal, são os apresentados de seguida.

Betão:

Quadro 1– Caracterização do betão utilizado

Elemento	Classe	f_{cd} (MPa)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)
Regularização	C16/20	10.7	0,50	2,4
Pilares, encontros e fundações incluindo estacas	C30/37	20.0	0,75	5,0
Tabuleiro	C35/45	23.3	0,85	6,0

Quadro 2– Recobrimentos

Elemento	Recobrimento
Elementos elevados em geral	4cm
Elementos enterrados	5cm
Estacas	7cm

Aços:

Quadro 3 – Caracterização das armaduras utilizados

Armaduras	Tipo	f_{syd} (MPa)
Armaduras ordinárias	A500 NR	435

Quadro 4 – Caracterização do aço de pré-esforço utilizado

Armaduras	Tipo	f_{puk} (MPa)	Acordão (m^2)	f_{pyd} (MPa)
Pré-esforço	Cordões Y1860S7	1,860	1,50E-04	1,450

2.2.1.3 PERFIL TRANSVERSAL

Conforme ilustrado nas figuras seguintes, o perfil transversal da Ponte – necessário para receber o perfil da via de circulação servida pela mesma, que inclui duas vias de trânsito com 3,25m de largura em cada sentido da circulação, bermas exteriores e interiores e passeios exteriores – tem como características gerais: uma largura total de 20,660m, o que inclui dois tabuleiros de 10,280m de largura separados por uma junta de 0,10m, sendo a largura da estrutura de betão armado de cada tabuleiro 10,100m.

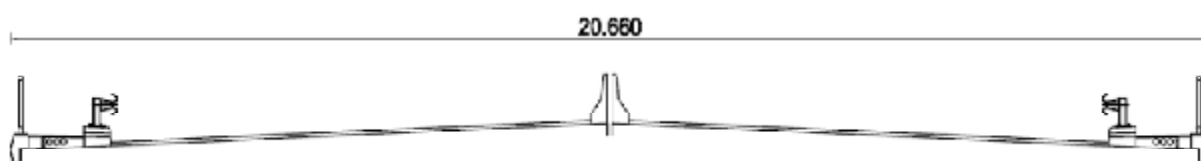


Figura 1- Perfil transversal geral da obra

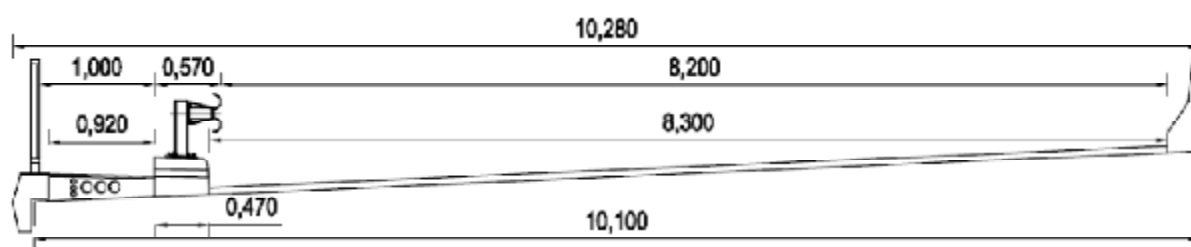


Figura 2- Perfil transversal de um dos sentidos da faixa de rodagem

As principais dimensões dos elementos que caracterizam o perfil transversal da ponte são os que se resumem no quadro seguinte:

Quadro 5 – Características do perfil transversal de um tabuleiro

Parâmetros	Dimensão
Largura total:	10,280 m
Largura passeios + lancil:	1.470 m
Largura Faixa de rodagem:	8,300 m
Espessura de betuminoso:	0.060 m
Área de lancil:	0.149 m ²
Área de passeio:	0.183 m ²
Área de viga de bordadura:	0.098 m ²
Área do <i>new jersey</i> :	0.130 m ²

2.2.1.4 PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS

Os pesos específicos dos materiais considerados na determinação das acções permanentes estão expressos na tabela seguinte:

Quadro 6 – Pesos Específicos dos Materiais

Materiais	Peso Específico
Betão armado	25.0 kN/m ³
Aço	78.5 kN/m ³
Betão simples	24.0 kN/m ³
Betuminoso	23.0 kN/m ³

2.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PRINCIPAIS DA OBRA

Neste ponto indicam-se as principais características geométricas da obra, bem como as principais condicionantes que levaram à sua definição, para que o Cálculo possa ser facilmente seguido sem necessidade de recorrer a peças desenhadas.

2.2.2.1 IMPLANTAÇÃO

Para a implantação da obra foram consideradas as seguintes condicionantes impostas quer pela sua localização e pelo Projecto de Traçado, quer pelas próprias limitações técnicas das obras desta natureza:

- § Altura máxima e mínima dos encontros;
- § Existência de habitações não expropriáveis nas imediações da obra;
- § Atravessamento de linha de água (rio Trancão);
- § Atravessamento de arruamento local;
- § Atravessamento de acesso particular a uma fábrica;
- § Vão livre mínimo nos atravessamentos;
- § Vãos de comprimento máximo igual a 40 m
- § Vãos extremos com comprimento entre 60 e 80% dos vãos correntes.

No que resultou a solução apontada na figura seguinte e que se resume nos seguintes pontos:

- § Número de vãos adoptados: 8
- § Vãos correntes adoptados: 31,0m
- § Vãos extremos (mínimo $\approx 18,6\text{m}$; máximo $\approx 24,8\text{m}$):
 - Vão extremo esquerdo: 25,0m
 - Vão extremo direito: 20,0m
- § Comprimento total da obra: 231,0m

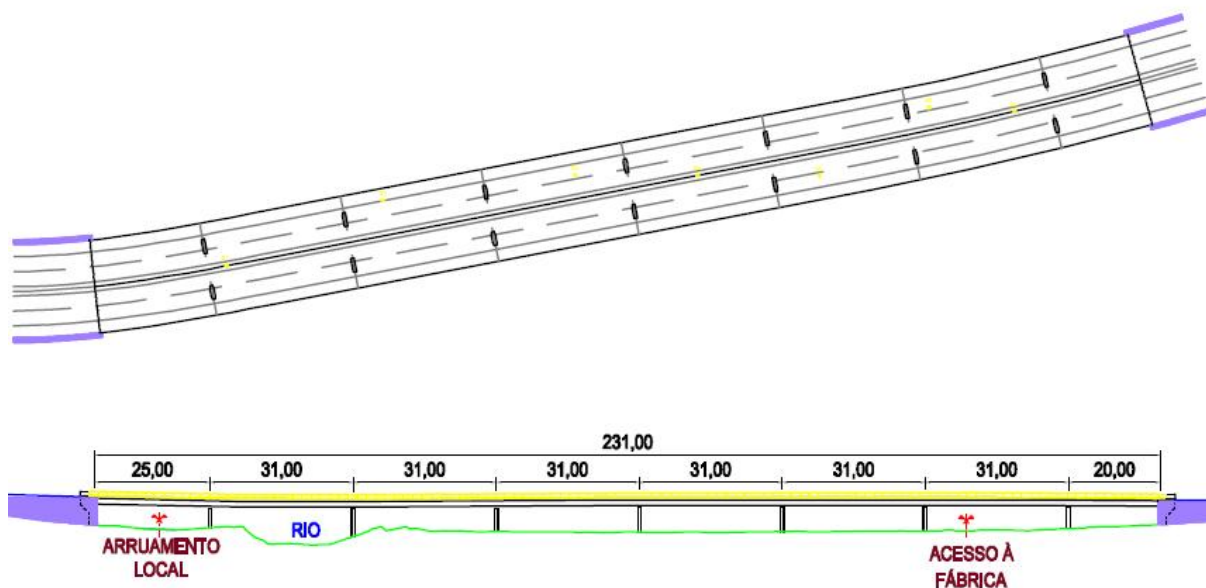


Figura 3 – Definição geral da implantação da obra

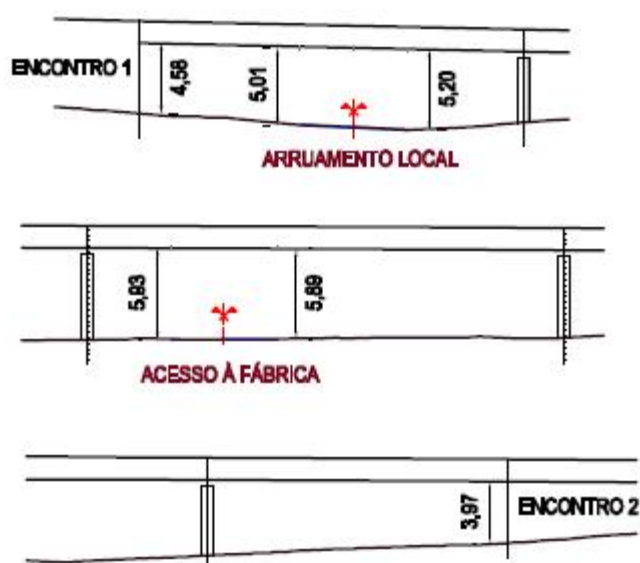


Figura 4 – Vãos livres em altura nas zonas dos encontros e nos principais constrangimentos da obra

2.2.2.2 SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A solução adoptada para o tabuleiro da ponte foi do tipo laje nervurada. Tendo em consideração que a secção transversal de cada tabuleiro da ponte tem uma largura de 10,10m, optou-se pela adopção de uma única nervura.

Para tornar a estrutura mais leve, a secção entre 1/10 e 9/10 dos vãos foi aligeirada através da introdução de negativos. Para maximizar o aligeiramento, sem condicionar o espaço disponível para o desenvolvimento dos cabos de pré-esforço, optou-se pela adopção de negativos de secção quadrada.

A altura da nervura corresponde a 1/22 do comprimento do vão corrente, ou seja 1,40m.

A definição geométrica geral do tabuleiro apresentam-se nas figuras seguintes que representam a secção maciça e aligeirada respectivamente.

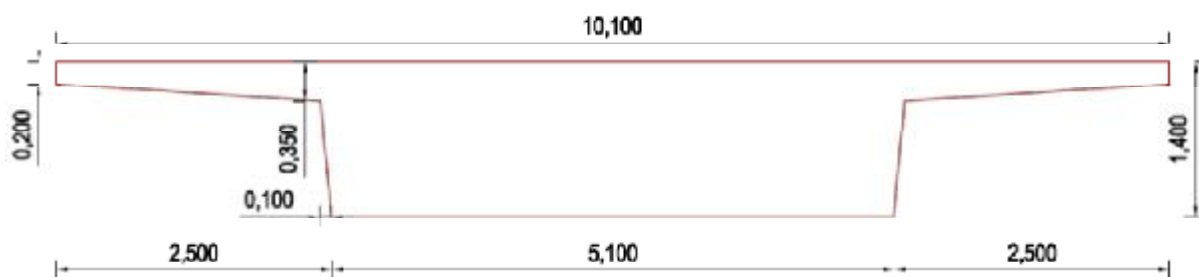


Figura 5 – Secção transversal maciça do tabuleiro

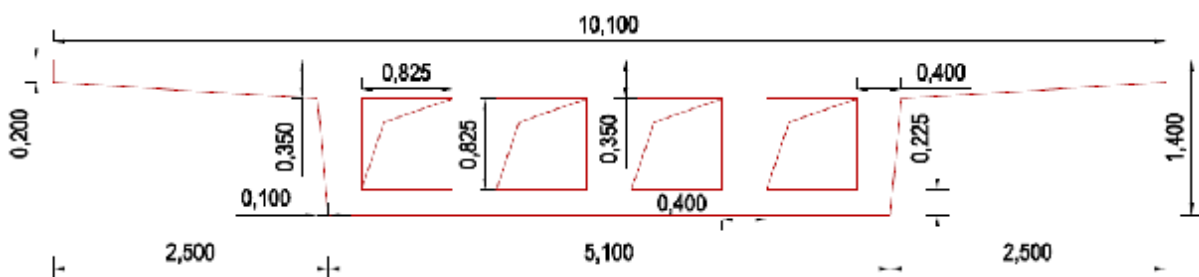


Figura 6 – Secção transversal aligeirada do tabuleiro

As características geométricas das secções maciça e aligeirada do tabuleiro apresentam-se nas figuras seguintes:

1.1. Características da secção					
Contorno exterior poligonal:					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400
1.2. Propriedades geométricas					
Area da secção		A = 8.6350 m ²			
Distancia dos eixos ao centro de gravidade da secção					
Xg = 5.0500 m		Yg = 0.7897 m			
Momentos de inercia baricéntricos da secção					
Ix = 1.54528 m ⁴		Iy = 35.74050 m ⁴	Ixy = 0.00000 m ⁴		
I1 = 35.74050 m ⁴		I2 = 1.54528 m ⁴	Alfa = 0.00 graus		

Figura 7 – Propriedades geométricas da secção maciça do tabuleiro

1.1. Características da secção					
Contorno exterior poligonal:					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400
Contorno interior No. 1 (poligonal):					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050
Contorno interior No. 2 (poligonal):					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050
Contorno interior No. 3 (poligonal):					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050
Contorno interior No. 4 (poligonal):					
Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050
1.2. Propriedades geométricas					
Area da secção		A = 5.8300 m ²			
Distancia dos eixos ao centro de gravidade da secção					
Xg = 5.0506 m		Yg = 0.8690 m			
Momentos de inercia baricéntricos da secção					
Ix = 1.26367 m ⁴		Iy = 30.31985 m ⁴	Ixy = -0.00083 m ⁴		
I1 = 30.31985 m ⁴		I2 = 1.26367 m ⁴	Alfa = 9.33 graus		

Figura 8 – Propriedades geométricas da secção aligeirada do tabuleiro

2.2.3. ACÇÕES

Neste ponto apresentam-se as acções que foram consideradas na análise estrutural da ponte, sendo que algumas dessas acções, por requerem maior complexidade de análise, como o pré-esforço, o sismo e os efeitos diferidos, serão apresentados individualmente em pontos próprios, quando a sua determinação se mostrar oportuna para a execução da análise das diferentes partes da estrutura.

2.2.3.1. ACÇÕES PERMANENTES

Peso Próprio (pp):

Quadro 7 - Peso Próprio

Secção corrente:	165,61 kN/m
Secção maciça:	215,88 kN/m

Restante Carga Permanente (rcp):

Quadro 8 - Restante Carga Permanente

Tapete betuminoso:	11,32 kN/m
Lancis:	3,73 kN/m
Passeios:	4,39 kN/m
Viga de Bordadura:	2,45 kN/m
Guarda Segurança:	1,00 kN/m
Guarda-corpos:	1,00 kN/m
"New jersey":	3,25 kN/m
Total	27,13 kN/m

Pré-Esforço (pe):

Tratado em ponto próprio, incluído no capítulo relativo à análise longitudinal do tabuleiro.

Efeitos diferidos (dif):

O cálculo dos deslocamentos impostos pela retracção e pela fluência do betão são apresentados em ponto próprio incluído no capítulo da análise dos pilares.

2.2.3.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

Sobrecarga Uniforme (scu):

Quadro 9 - Sobrecarga Uniforme

Passeios:	3,00 kN/m ²
Faixa de rodagem:	4,00 kN/m ²

Sobrecarga Pontual (scp):

Quadro 10 - Sobrecarga Pontual

Passeios:	20,00 kN
-----------	----------

Sobrecarga Linear (scl):

Quadro 11 - Sobrecarga Linear

Faixa de rodagem:	50,00 kN/m
-------------------	------------

Sobrecarga devida ao Veículo Tipo (vt):

Quadro 12 – Veículo Tipo

Faixa de rodagem:	200,00 kN/eixo
-------------------	----------------

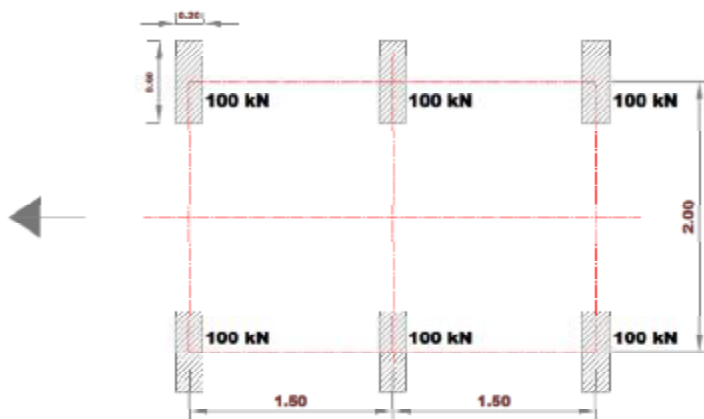


Figura 9 - Esquema do Veículo Tipo

Variação Diferencial da Temperatura (vdt):

Consideram-se duas situações distintas para a variação diferencial da temperatura, correspondentes ao aquecimento diurno e ao arrefecimento nocturno, provocando diferentes gradientes de temperatura entre a face superior e a face inferior do tabuleiro.

Ao aquecimento diurno fez-se corresponder uma temperatura 10°C superior na face superior do tabuleiro. Ao arrefecimento nocturno correspondeu a uma temperatura 5°C inferior na face superior do tabuleiro.

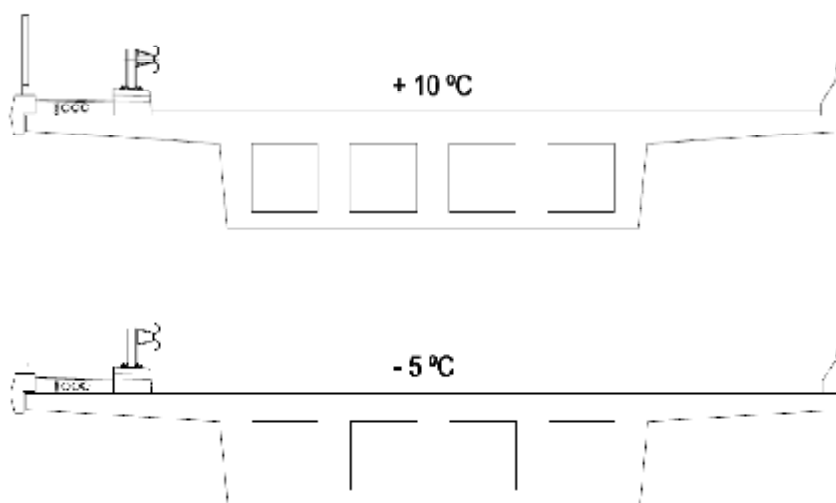


Figura 10 – Esquemática das variações diferenciais da temperatura

Sismo (sis):

A acção sísmica é tratada em ponto próprio apresentado no capítulo reservado à análise dos pilares.

Vento (w):

A acção do vento não foi considerada no cálculo, apesar da obra estar regulamentarmente e de facto sujeita a essa acção, uma vez que as forças horizontais que gera são muito inferiores às do sismo e porque o seu valor reduzido quase permanente é nulo ($\psi_2 = 0$), ou seja é uma acção regulamentarmente não contabilizada na combinação de acções tendo o sismo como acção de base.

2.2.4 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Neste capítulo descriminam-se, através da apresentação de quadros, as regras utilizadas para as combinações das diferentes acções, utilizadas nas verificações de segurança da obra, tendo em consideração o que está regulamentado através do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Quadro 13 – Coeficientes de redução (ψ)

Acção Variável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variação uniforme de Temperatura	0,6	0,5	0,3
Variação diferencial de Temperatura	0,6	0,5	0,3
Sismos	0	0	0
Sobrecargas Rodoviárias	0,6	0,4	0,2
			0 (acção base sismo)

Quadro 14 – Factores de segurança (γ)

	γ_r	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Permanentes	γ_G	1,35 (PP)	1,0
		1,5 (RCP)	
Pré-Esforço	γ_P	1,2	0,9
Variáveis	γ_Q	1,5	0

Quadro 15 – Combinações fundamentais

Combinações	Permanentes (G)	Sobrecargas (Q)	Temperatura (VUT)	Temperatura (VDT)	Sismo (SIS)
1 ^a	1,35	1,5	1,5 ψ_0' (1,5x0,6)	1,5 ψ_0'' (1,5x0,6)	-
2 ^a	1,35	1,5 ψ_0 (1,5x0,6)	1,5	1,5 ψ_0'' (1,5x0,6)	-
3 ^a	1,35	1,5 ψ_0 (1,5x0,6)	1,5 ψ_0' (1,5x0,6)	1,5	-
Sismo	1,0	-	ψ_2' (0,3)	ψ_2'' (0,3)	1,5

Quadro 16 – Combinações raras (Estados limites de muito curta duração)

Combinações	Permanentes (G)	Sobrecargas (Q)	Temperatura (VUT)	Temperatura (VDT)
1 ^a	1,0	1,0	$\psi_1' (0,5)$	$\psi_1'' (0,5)$
2 ^a	1,0	$\psi_1 (0,4)$	1,0	$\psi_1'' (0,5)$
3 ^a	1,0	$\psi_1 (0,4)$	$\psi_1' (0,5)$	1,0

Quadro 17 – Combinações frequentes (Estados limites de curta duração)

Combinações	Permanentes (G)	Sobrecargas (Q)	Temperatura (VUT)	Temperatura (VDT)
1 ^a	1,0	$\psi_1 (0,4)$	$\psi_2' (0,3)$	$\psi_2'' (0,3)$
2 ^a	1,0	$\psi_2 (0,2)$	$\psi_1' (0,5)$	$\psi_2'' (0,3)$
3 ^a	1,0	$\psi_2 (0,2)$	$\psi_2' (0,3)$	$\psi_1' (0,5)$

Quadro 18 – Combinações quase permanentes (Estados limites de longa duração)

Combinações	Permanentes (G)	Sobrecargas (Q)	Temperatura (VUT)	Temperatura (VDT)
cqp	1,0	$\psi_2 (0,2)$	$\psi_2' (0,3)$	$\psi_2'' (0,3)$

2.2.5. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO

A análise longitudinal do tabuleiro realizou-se para duas situações distintas: entrada em serviço e longo prazo, uma vez que os efeitos diferidos no betão (fluência e retracção) levam a uma redistribuição de esforços que se faz ao longo do tempo, nomeadamente redistribuindo momentos flectores do meio-vão para os apoios.

Também o pré-esforço foi considerado de forma diferente nas duas situações distintas, já que na entrada em serviço apenas se contabilizaram as perdas instantâneas, devidas à reentrada das cunhas e ao atrito; e no longo prazo contabilizaram-se adicionalmente as perdas diferidas devidas à retracção e fluência do betão e à relaxação do aço.

Para a análise de longo prazo utilizaram-se os esforços determinados no modelo estrutural tridimensional complexo.

Para a análise na entrada em serviço utilizaram-se os esforços determinados pela utilização do modelo linear mais simplificado, assimilando o tabuleiro a uma viga contínua. Nesta situação teve-se na devida consideração o faseamento construtivo e a distribuição de esforços daí resultante.

Na análise longitudinal as acções permanentes consideradas foram:

- § Peso Próprio
- § Restante Carga Permanente
 - Tapete betuminoso
 - Lancis
 - Passeios
 - Viga de bordadura
 - Guarda de segurança
 - Guarda corpos
 - New Jersey
- § Pré-Esforço
 - Retracção
 - Fluência
 - Relaxação (aço de pré-esforço)

As acções variáveis consideradas foram:

- § Sobrecarga Uniforme – faixa de rodagem e passeios
- § Sobrecarga Pontual – passeios
- § Sobrecarga Linear – faixa de rodagem
- § Sobrecarga devida ao Veículo Tipo – faixa de rodagem
- § Variação Diferencial da Temperatura

2.2.5.1 DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço foi inicialmente determinado de forma a equilibrar 95% das cargas permanentes da obra. Este pré-dimensionamento foi posteriormente confirmado ou ajustado garantindo a verificação da segurança, tanto a longo prazo como na entrada em serviço, com particular relevância na verificação da segurança ao Estado Limite de Descompressão.

2.2.5.1.1 POSICIONAMENTO E TRAÇADO DOS CABOS

O posicionamento dos cabos de pré-esforço foi feito de acordo com as características geométricas do tabuleiro, tendo em especial atenção as discontinuidades de betão nas zonas vazadas, pelo que os cabos foram posicionados entre vazamentos, nas “vigas” contínuas que se desenvolvem em todo o comprimento da obra.

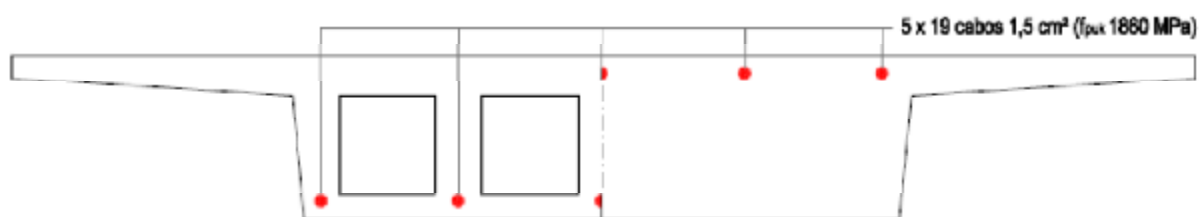


Figura 11 - Esquema do posicionamento transversal dos cabos de pré-esforço a meio-vão e junto aos apoios

O traçado vertical foi definido por uma série de curvas parabólicas consecutivas que têm o seu ponto mais baixo a meio-vão, o ponto mais elevado nos apoios e que interceptam o centro de gravidade do tabuleiro a 1/10 de vão.

O recobrimento mínimo imposto para as armaduras de pré-esforço pretende-se igual ao diâmetro da bainha, pelo que tendo sido utilizados cabos de 19 cordões a bainha terá um diâmetro de 100mm, valor que foi então assumido para o recobrimento das armaduras de pré-esforço.

As figuras seguintes mostram a definição geral do traçado dos cabos para o primeiro tramo, tramo corrente (tramos 2 a 7) e tramo final. Tendo em consideração que para efeitos de pré-esforço se consideraram os tramos tendo como referência que as betonagens se realizam até ao 1/5 de vão do tramo seguinte, não havendo, portanto, coincidência absoluta com os tramos físicos do tabuleiro que são marcados pela localização dos apoios.

O primeiro tramo vai então desde o Encontro 1 até ao 1/5 de vão do tramo 2, tendo um comprimento total de 31,2m. Os tramos correntes iniciam no seu 1/5 de vão e terminam no 1/5 de vão do tramo seguinte, tendo um comprimento de 31 m (igual aos dos tramos). O tramo final inicia no seu 1/5 de vão e termina no Encontro 2 tendo um comprimento total de 13.8m.

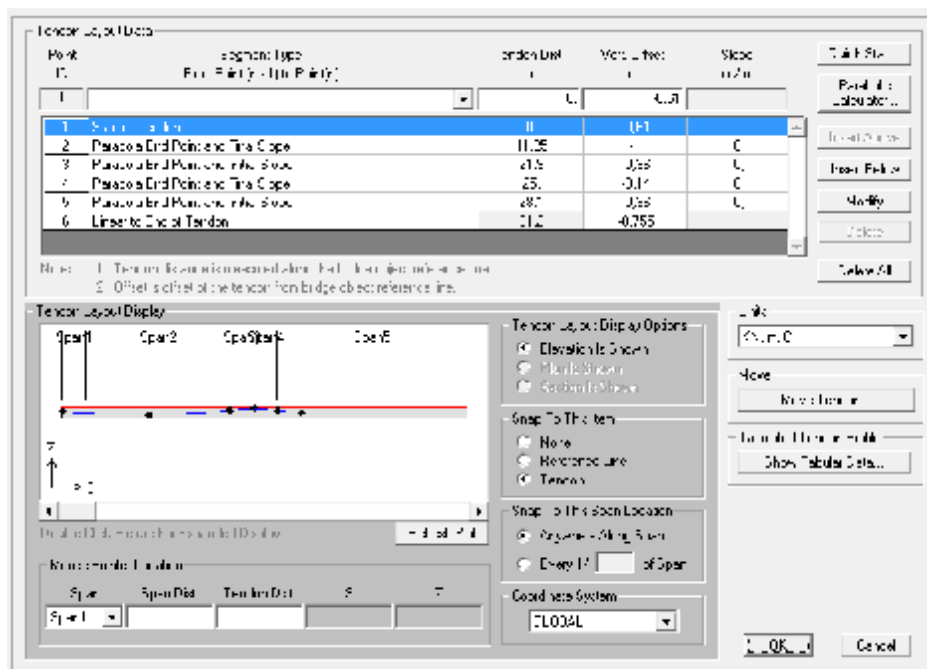


Figura 12 – Traçado vertical dos cabos de pré-esforço do tramo inicial

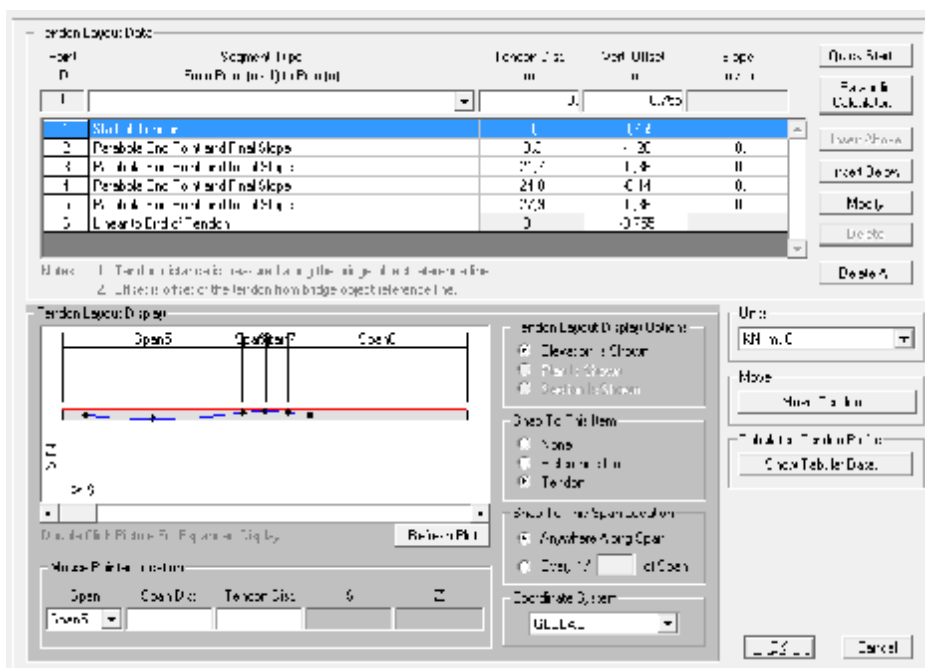


Figura 13 – Traçado vertical dos cabos de pré-esforço dos tramos correntes (tramos 2 a 7)

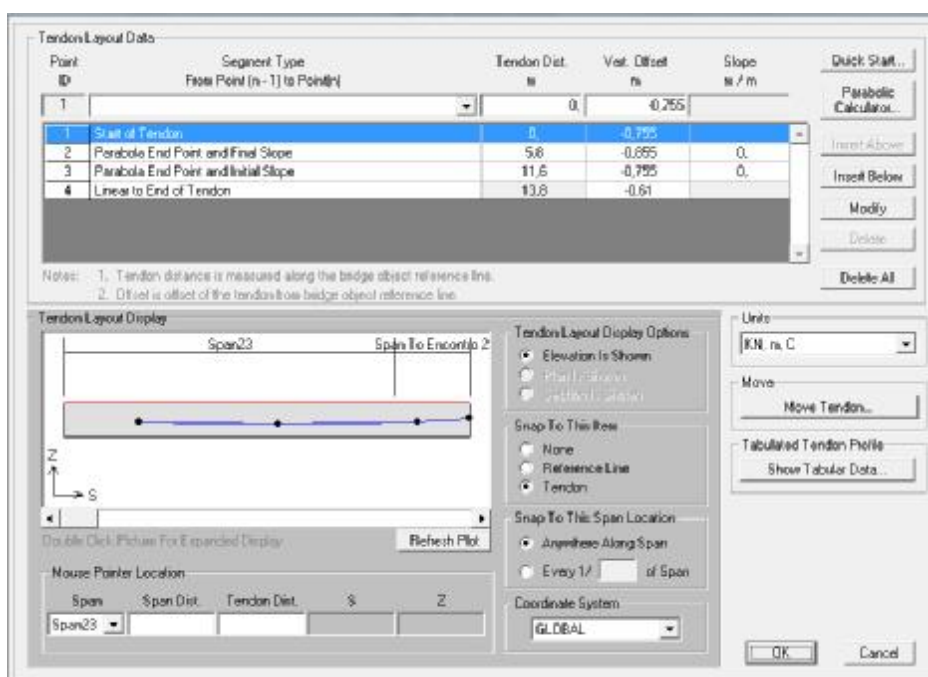


Figura 14 – Traçado vertical dos cabos de pré-esforço do tramo final

2.2.5.1.2 FORÇAS E PERDAS PRÉ-ESFORÇO

Foi considerada a instalação de 5 cabos (um por viga), com 19 cordões Y1860S7 de 1,5cm² com uma força na origem (ou força de puxe) P_0' igual à máxima permitida pelo REBAP.

Quadro 19 – Cálculo da força de pré-esforço na origem (por cabo)

Aço de pré-esforço:					
	f_{puk} (Mpa)	$f_{p0,1k}$ (Mpa)	$A_{cordão}$ (m ²)	f_{pyd} (Mpa)	E (Gpa)
Cordões Y1860S7	1.860	1.670	1,50E-04	1.450	195
$\sigma_{po}':$	$f_{puk}:$	1.860	MPa		
	$(75 \% f_{puk}):$	1.395	1.395 MPa		
	$(85 \% f_{p0,1k}):$	1.420			
Pré-esforço na origem (por cabo)					
Nº cordões / Cabo:	19				
$P_0':$	3.975,8 kN				

A força instalada inicial P_0 , correspondente à situação de entrada em serviço, resultou da diminuição das perdas iniciais, devidas ao atrito e devidas à reentrada das cunhas, à força de pré-esforço na origem P_0' .

Não foram consideradas as perdas por deformação (instantânea) do betão considerando que o tensionamento dos cabos de pré-esforço obedecerá a um Plano de Tensionamento que compensará essas perdas.

As perdas por atrito foram calculadas tendo atenção que o traçado dos cabos é parabólico determinando-se pela seguinte fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \cdot e^{-mx} \therefore m = \mu \cdot (2a + k) \quad (1)$$

Quadro 20 – Cálculo das perdas de pré-esforço devidas ao atrito

μ:	0,19									
k:	0,005 rad/m									
Tramo 1										
Secção	X	h	l	f	a	m	m.Δx	Σm.Δx	e ^{-Σm.Δx}	
0	0,00	-0,610								
1	11,25	-1,260	11,25	0,650	0,005136	0,0029016	0,032643	0,032643	0,968	
2	21,90	-0,360	10,65	0,900	0,007935	0,0039653	0,04223	0,074873	0,928	
3	25,00	-0,140	3,10	0,220	0,022893	0,0096493	0,029913	0,104786	0,901	
4	28,10	-0,360	3,10	0,220	0,022893	0,0096493	0,029913	0,134699	0,874	
5	31,20	-0,755	3,10	recta	0	0,0009500	0,002945	0,137644	0,871	
Tramos 2 a 7										
Secção	X	h	l	f	a	m	m.Δx	Σm.Δx	e ^{-Σm.Δx}	
0	0,00	-0,755								
1	9,30	-1,260	9,30	0,505	0,005839	0,0031688	0,029469	0,029469	0,971	
2	21,70	-0,360	12,40	0,900	0,005853	0,0031742	0,039361	0,06883	0,933	
3	24,80	-0,140	3,10	0,220	0,022893	0,0096493	0,029913	0,098743	0,906	
4	27,90	-0,360	3,10	0,220	0,022893	0,0096493	0,029913	0,128656	0,879	
5	31,00	-0,755	3,10	recta	0	0,0009500	0,002945	0,131601	0,877	
Tramo 8										
Secção	X	h	l	f	a	m	m.Δx	Σm.Δx	e ^{-Σm.Δx}	
0	0,00	-0,755								
1	5,80	-1,260	5,80	0,505	0,015012	0,0066545	0,038596	0,038596	0,962	
2	13,80	-0,610	8,00	recta	0	0,0009500	0,007600	0,046196	0,955	

Quadro 21 – Cálculo das perdas de pré-esforço devidas à reentrada das cunhas

Reentrada das cunhas		δ_r :	0,006 m			
Tramo 1						
Secção	X	ΔX	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma/m$	ω	
0	0,00					
1	11,25	11,25	44,80	3,98	17,14	não
2	21,90	10,65	100,63	4,60	15,96	verifica
3	25,00	3,10	138,78	5,55		
4	28,10	3,10	175,80	6,26		
5	31,20	3,10	179,38	5,75		
Tramos 2 a 7						
Secção	X	ΔX	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma/m$	ω	
0	0,00					
1	9,30	9,30	40,51	4,36	16,39	não
2	21,70	12,40	92,79	4,28	16,54	verifica
3	24,80	3,10	131,16	5,29		
4	27,90	3,10	168,41	6,04		
5	31,00	3,10	172,02	5,55		
Tramo 8						
Secção	X	ΔX	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma/m$	ω	
0	0,00					
1	5,80	5,80	52,82	9,11	11,34	não
2	13,80	8,00	62,98	4,56	16,01	não

Quadro 22 – Cálculo das perdas instantâneas totais médias de pré-esforço

Tramo 1					
σ_0	$\sigma_{\text{após atrito}}$	$\Delta\sigma_{\text{reentrada}}$	$\sigma_{\text{após reentrada}}$	$\sigma_{\text{média}}$	Perdas
1.395	1.395,0	146,65	1.248,4	1.275,3	8,6% média ponderada
	1.350,2	43,26	1.306,9		
	1.294,4	0	1.294,4		
	1.256,2	0	1.256,2		
	1.219,2	0	1.219,2		
	1.215,6	0	1.215,6		
Tramos 2 a 7					
σ_0	$\sigma_{\text{após atrito}}$	$\Delta\sigma_{\text{reentrada}}$	$\sigma_{\text{após reentrada}}$	$\sigma_{\text{média}}$	Perdas
1.395	1.395,0	141,46	1.253,5	1.276,2	8,5% média ponderada
	1.354,5	61,93	1.292,6		
	1.302,2	0	1.302,2		
	1.263,8	0	1.263,8		
	1.226,6	0	1.226,6		
	1.223,0	0	1.223,0		
Tramo 8					
σ_0	$\sigma_{\text{após atrito}}$	$\Delta\sigma_{\text{reentrada}}$	$\sigma_{\text{após reentrada}}$	$\sigma_{\text{média}}$	Perdas
1.395	1.395,0	146,14	1.248,9	1.267,2	9,2% média ponderada
	1.342,2	93,20	1.249,0		
	1.332,0	20,19	1.311,8		

Quadro 23 – Cálculo da força instalada inicial de pré-esforço (por cabo)

Considerando perdas instantâneas:	8,6% média ponderada
ΔP_0 :	-341,9 kN
P_0 :	3.633,8 kN

A força instalada final P_{∞} , correspondente à situação de longo prazo, resultou da diminuição das perdas diferidas por fluência e retracção do betão e por relaxação do aço à força instalada inicial P_0 , calculadas conforme definido no REBAP.

Quadro 24 – Cálculo das perdas de pré-esforço por retracção do betão

$\epsilon_{cs}(t, t_0):$	-0,0003
$E_p:$	195 GPa
$\Delta\sigma_{pt,s}:$	-58,2 MPa

Quadro 25 – Cálculo das perdas de pré-esforço por fluência do betão

E_p :	0	GPa	
$E_{c,28}$:	33,5	GPa	
α :	5,821		
$\varphi_c(t, t_0)$:	3,982		
$\sigma_{c,q}(x) + \sigma_{c,p0}(x)$:			
Secção 1/2 vão		Secção Apoio	
A:	5,83 m ²	A:	8,635 m ²
I:	1,2637 m ⁴	I:	1,5453 m ⁴
v_s :	0,531 m	v_s :	0,610 m
v_i :	0,869 m	v_i :	0,790 m
e_{pE} :	0,729 m	e_{pE} :	0,470 m
$G_{tabuleiro}$:	159,8 kN/m	$G_{tabuleiro}$:	215,9 kN/m
RCP:	17,1 kN/m	RCP:	17,1 kN/m
CQP (G):	176,9 kN/m	CQP (G):	233,0 kN/m
M_q :	5.500,0 kN.m	M_q :	-13.900,0 kN.m
M_{p0} :	-6.600,0 kN.m	M_{p0} :	12.300,0 kN.m
P0/A:	-3,12 MPa	P0/A:	-2,10 MPa
$\sigma_{c,q}$:	3,17 MPa	$\sigma_{c,q}$:	4,23 MPa
$\sigma_{c,p0}$:	-3,81 MPa	$\sigma_{c,p0}$:	-3,74 MPa
$\sigma_{c,q} + \sigma_{c,p0}$:	-3,75 MPa	$\sigma_{c,q} + \sigma_{c,p0}$:	-1,62 MPa
$\sigma_{c,q} + \sigma_{c,p0}$:		-2,68 MPa	
$\Delta\sigma_{pt,c}$:		-62,2 MPa	

Quadro 26 – Cálculo das perdas de pré-esforço por relaxação das armaduras

ρ_{1000} :	2,50 %
σ_{p0}' :	1.395,0 MPa
σ_{p0} :	1.275,0 MPa
f_{puk} :	1.860 MPa
μ :	0,69
$\Delta\sigma_{pt,r}$:	-46,6 MPa

A perda total devida aos efeitos diferidos foi determinada considerando a interacção entre as três perdas diferidas individuais, conforme definido no EUROCÓDIGO 2, recorrendo à fórmula de interacção das perdas:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A} \cdot \left(1 + \frac{A}{I} \cdot e^2\right) \cdot (1 + 0,80 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (2)$$

Quadro 27 – Cálculo das perdas totais de pré-esforço devidas aos efeitos diferidos no betão e no aço

$A_{\text{cordão}}$:	1,50E-04 m ²
Nº cabos:	5
Nº cordões:	19
A_p :	1,43E-02 m ²
$A_{\text{média}}$:	6,391 m ²
$I_{\text{média}}$:	1,320 m ⁴
$e_{\text{média}}$:	0,339 m
$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$:	-145,47 MPa

Quadro 28 – Cálculo da força instalada final de pré-esforço (por cabo)

Percentagem de perdas diferidas calculadas:	-11,4%
P_0 :	3.633,8 kN
ΔP_0 :	-414,6 kN
P_∞ :	3.219,3 kN
Percentagem de perdas totais calculadas:	-19,0%

2.2.5.2 MODELAÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO ÀS SOBRECARGAS

Conforme indicado atrás, o RSA regulamenta dois tipos de sobrecargas tanto para a faixa de rodagem como para os passeios, adoptando-se depois o tipo de acção que originar maiores esforços em cada secção.

Para averiguar os carregamentos efectivamente mais desfavoráveis, foi necessário avaliar a estrutura para um número quase infinito de hipóteses de posicionamento das sobrecargas, o que apenas se tornou possível recorrendo a um programa de cálculo automático.

Neste projecto essa análise efectuou-se no programa de estruturas SAP2000® tendo como base o modelo estrutural tridimensional do tabuleiro e recorrendo à definição de *lanes*, com a largura da faixa de rodagem e do passeio respectivamente.

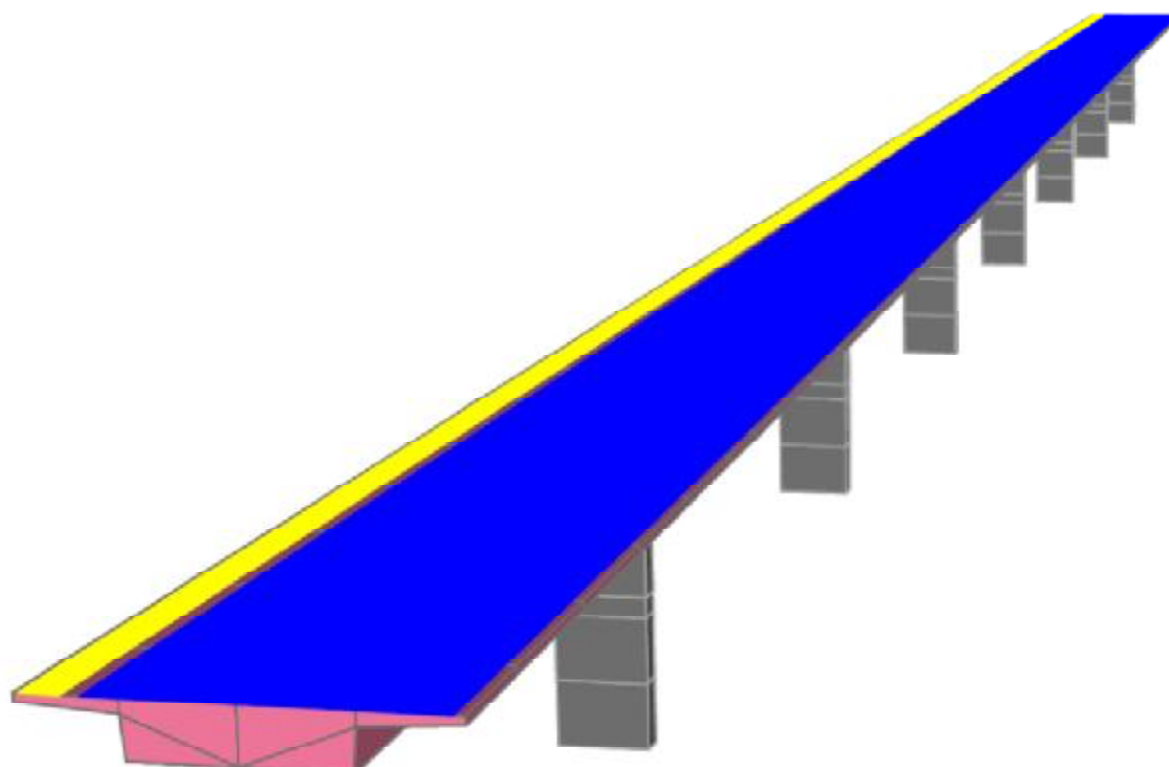


Figura 15 – Localização das *lanes* correspondentes à faixa de rodagem e ao passeio no modelo estrutural tridimensional

Nas *lanes* foram introduzidas sobrecargas (de acordo com o fixado regulamentarmente), definidas como *moving loads* às quais foi dada “liberdade” de assumir qualquer comprimento e/ou posicionamento dentro da *lane*, de modo a definir a envolvente de esforços mais desfavorável devida a cada sobrecarga em cada secção, conforme pode ser observado nas figuras seguintes.

Load Name: Value: Width:

Load Type: Load Position:

Load Width: Load Position:

Load Type: Load Position:

Load Width: Load Position:

Case	Load Name	Value	Width	Position	Load Type	Load Position	Load Width	Load Position
1	Uniform Load	10	1.0	0.5	Uniform	0.5	1.0	0.5
2	Uniform Load	10	1.0	0.5	Uniform	0.5	1.0	0.5

Buttons: OK, Cancel, Apply, Load

Options: ☐ Variable Position (Fixed Position) ☐ Variable Position (Fixed Position) ☐ Variable Position (Fixed Position)

Figura 16 – Definições da Sobrecarga Uniforme nos Passeios

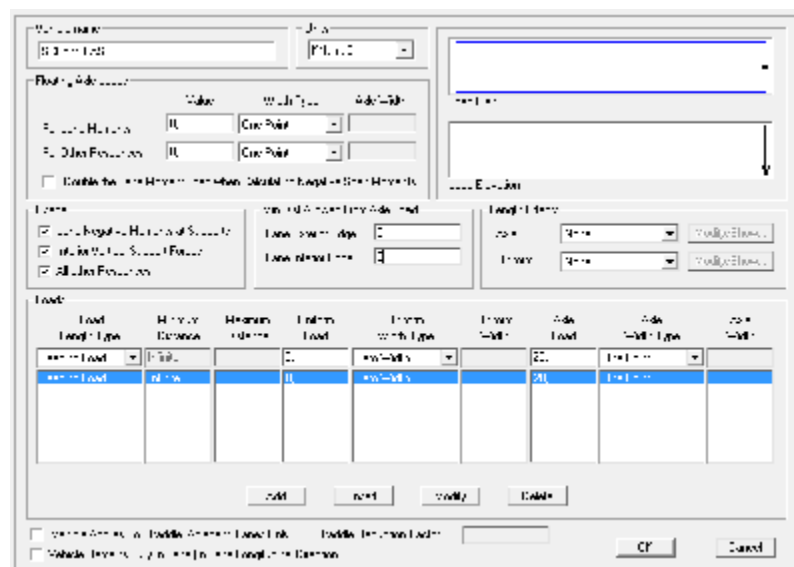


Figura 17 – Definições da Sobrecarga Pontual nos Passeios

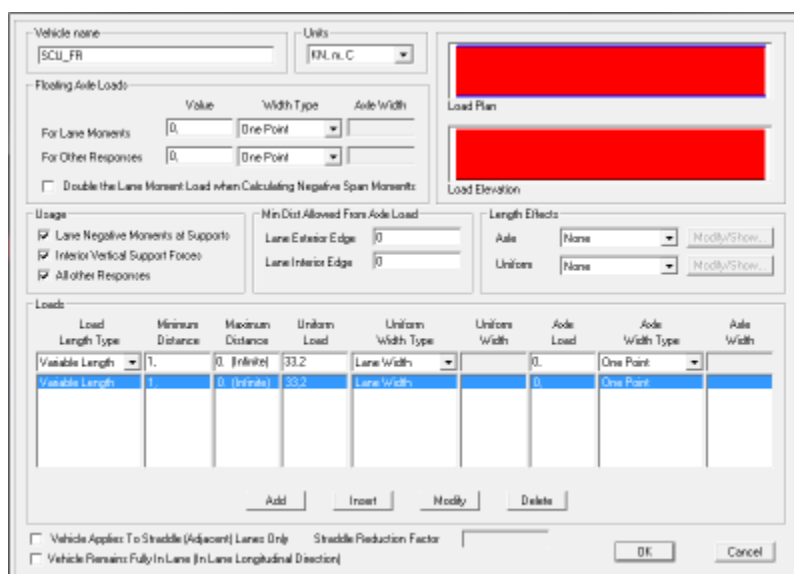
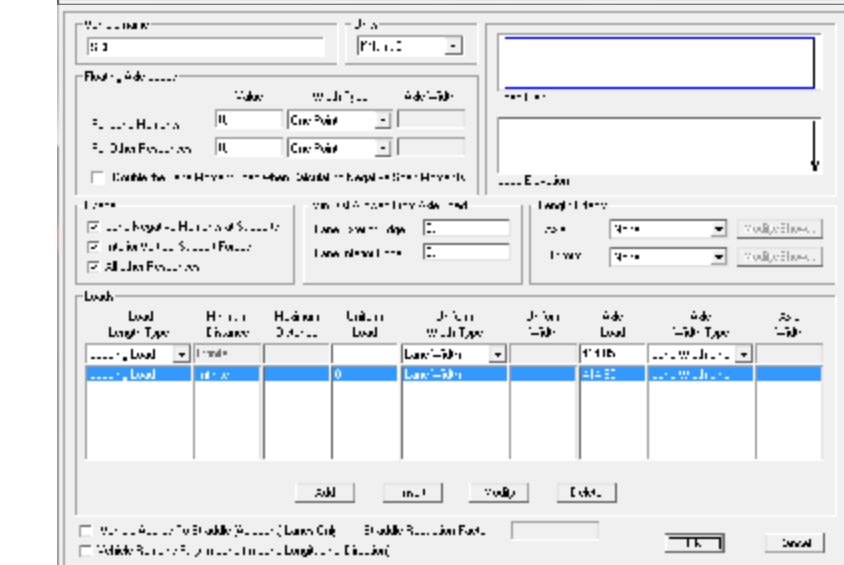



Figura 18 – Definições da Sobrecarga Uniforme e Sobrecarga Linear na Faixa de Rodagem

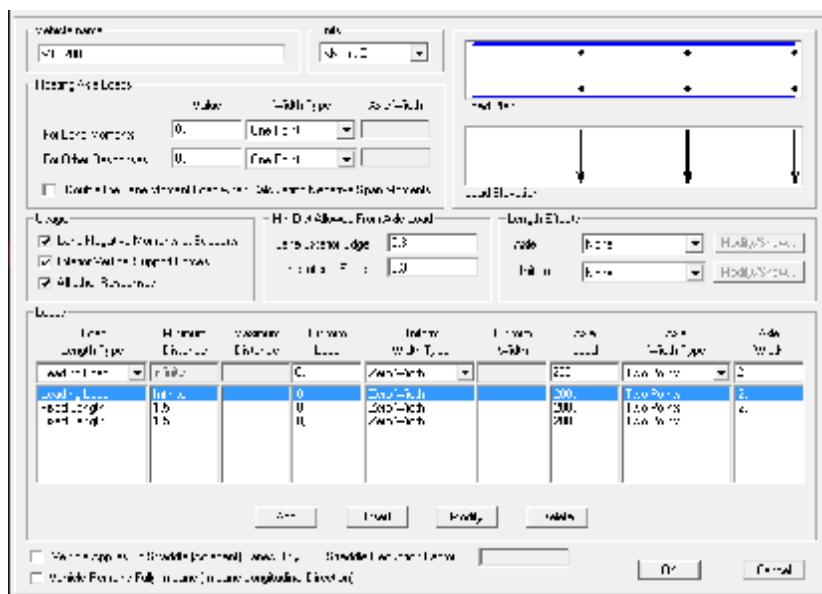


Figura 19 – Definições da Sobrecarga Veículo Tipo

2.2.5.3 ANÁLISE NO LONGO PRAZO

A análise estrutural no longo prazo realizou-se no pressuposto que os efeitos diferidos no betão já ocorreram, estando completa a redistribuição de esforços devida à retracção e à fluência do betão, esbatendo os efeitos da execução faseada da obra, designadamente nos momentos flectores devidos ao peso próprio da estrutura.

Nesta análise não se considerou qualquer variação, entre o longo prazo e a entrada em serviço, na avaliação dos esforços gerados pelas restantes cargas gravíticas (restante carga permanente e sobrecargas) assumindo-se que a aplicação das mesmas é sensivelmente instantânea.

Também se considerou que nesta fase já ocorreram todas as perdas diferidas do pré-esforço, tanto as devidas aos efeitos diferidos do betão como as devidas à própria relaxação do aço, assumindo a força aplicada nos cabos o seu valor mínimo.

Na análise longitudinal de longo prazo da obra de arte verificou-se a segurança estrutural relativamente aos Estados Limites Últimos de Flexão (imposto pelos momentos flectores), de Esforço Transverso e de Momento Torsor. Verificou-se ainda a segurança para o Estado Limite de Utilização de Descompressão, tendo em conta que a obra é pré-esforçada, de acordo com os art. 68º e 69º do REBAP.

2.2.5.3.1 MODELO DE CÁLCULO

O modelo de cálculo utilizado foi um modelo tridimensional complexo de elementos finitos sólidos, do SAP2000, conforme ilustrado.

A modelação tridimensional, possibilitou uma melhor definição do comportamento da estrutura, uma vez que:

- Permitiu definir com grande precisão o pré-esforço, dado que foi possível implantar rigorosamente cada cabo no espaço definido pelo tabuleiro da ponte, tanto no seu desenvolvimento longitudinal como no posicionamento transversal, evitando reduzir a acção do pré-esforço a um modelo de cargas equivalentes.
- Permitiu definir com rigor os pontos de aplicação de cada carga, factor que é sobretudo importante quando se consideram as sobrecargas rodoviárias e do passeio, o que possibilita determinar directamente os momentos em torno do eixo longitudinal da obra (torção), gerados pela excentricidade das sobrecargas.

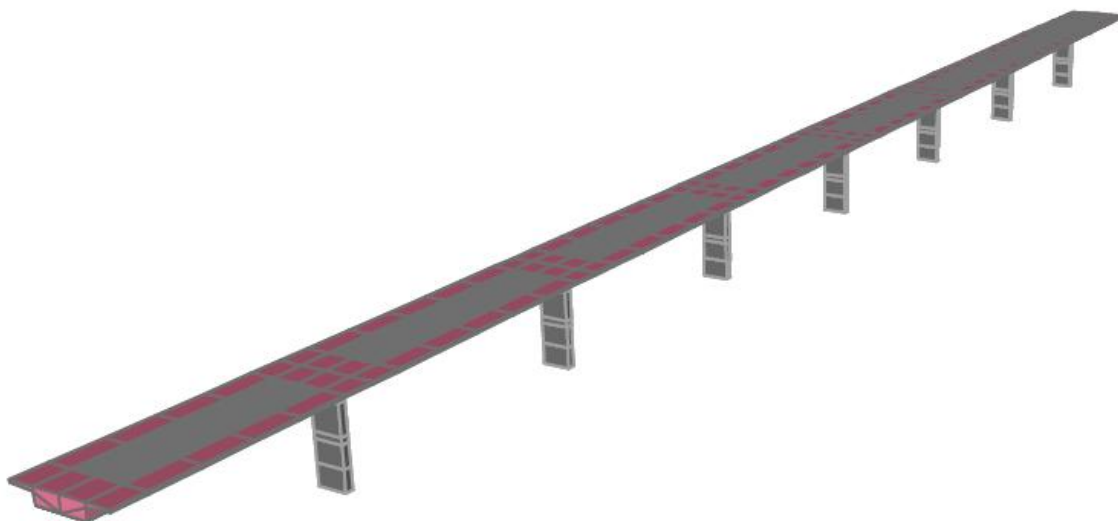


Figura 20 – Modelo Estrutural – Longo prazo – Aspecto geral



Figura 21 – Modelo Estrutural – Longo prazo – secção maciça do tabuleiro

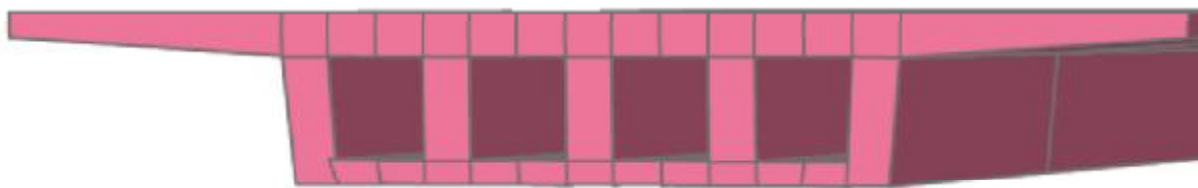


Figura 22 – Modelo Estrutural – Longo prazo – secção vazada do tabuleiro

2.2.5.3.2 ESFORÇOS

Esforços devidos ao Peso Próprio (pp):

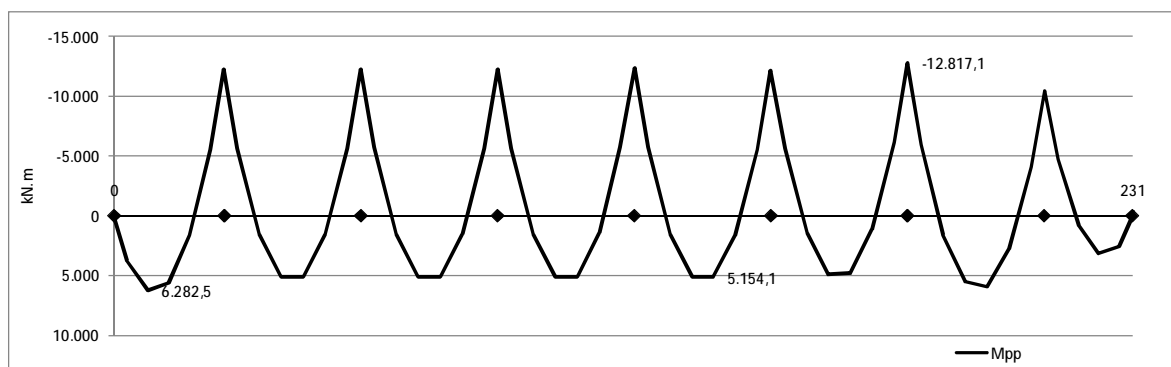


Figura 23 – Momentos flectores devidos ao Peso Próprio

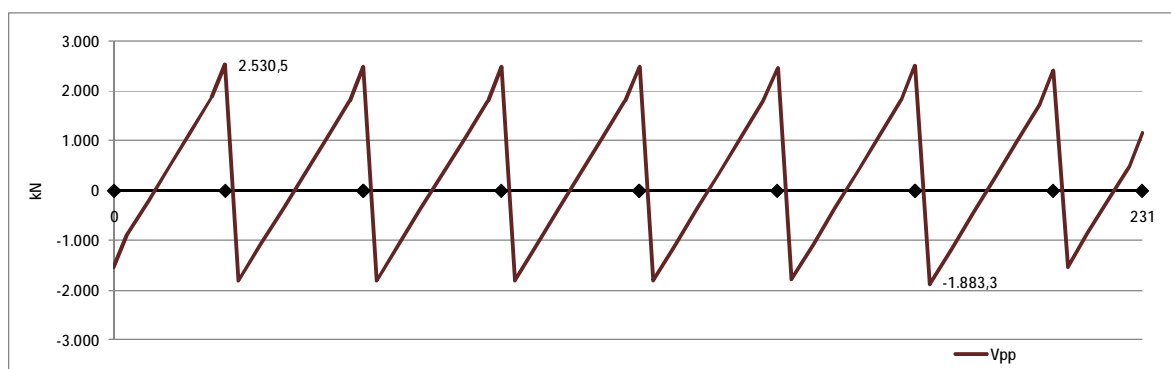


Figura 24 – Esforço transversal devido ao Peso Próprio

Esforços devidos às Restantes Cargas Permanentes (rcp):

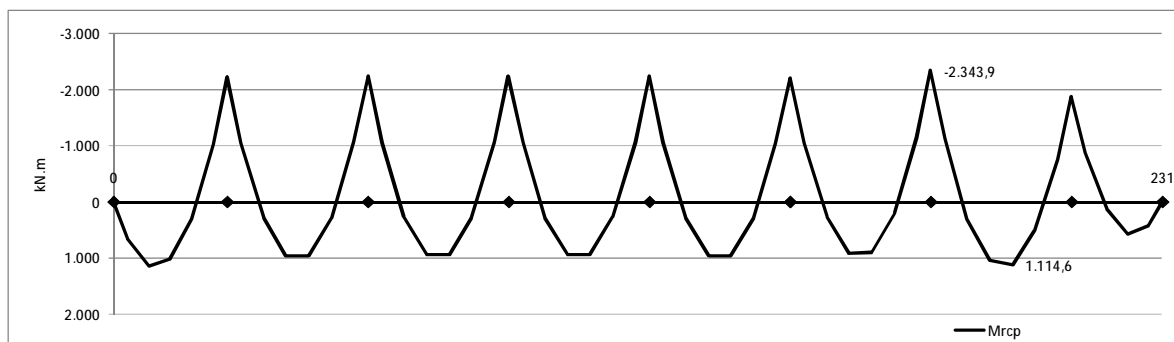


Figura 25 – Momentos flectores devidos às Restantes Cargas Permanentes

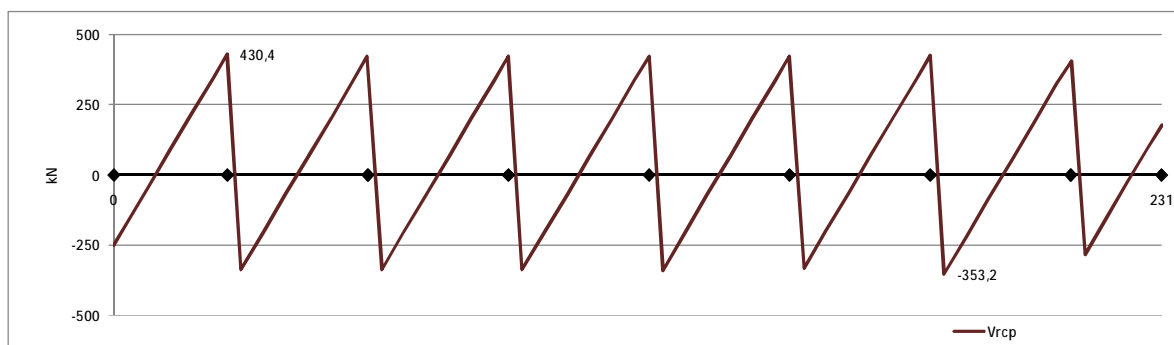


Figura 26 – Esforço transversal devido às Restantes Cargas Permanentes

Esforços devidos ao Pré-Esforço (pe):

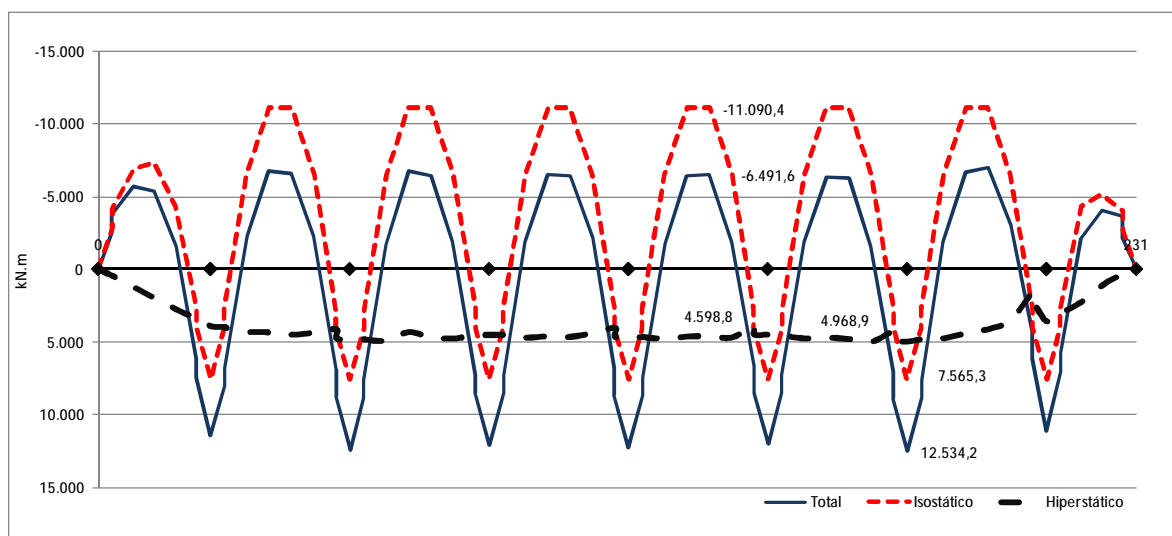


Figura 27 – Momentos flectores devidos ao Pré-Esforço

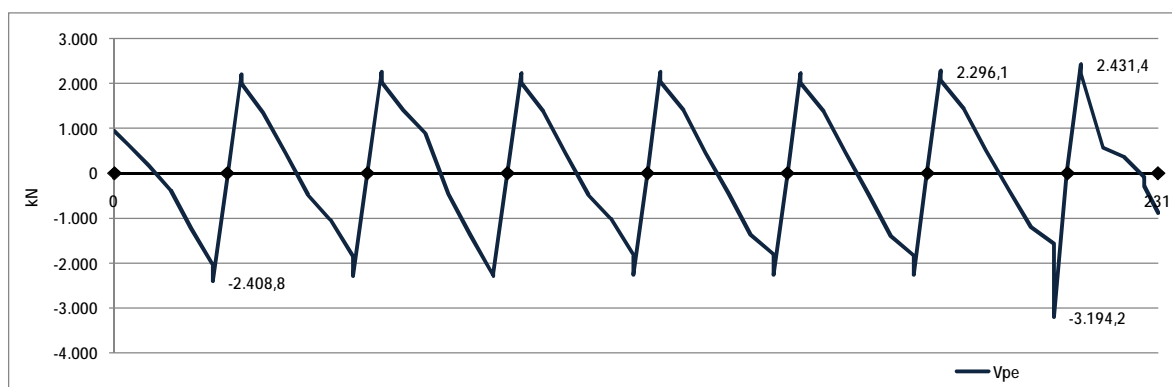


Figura 28 – Esforço transverso devido ao Pré-Esforço

Esforços devidos às Sobrecargas no Passeio (SC_{passeio})

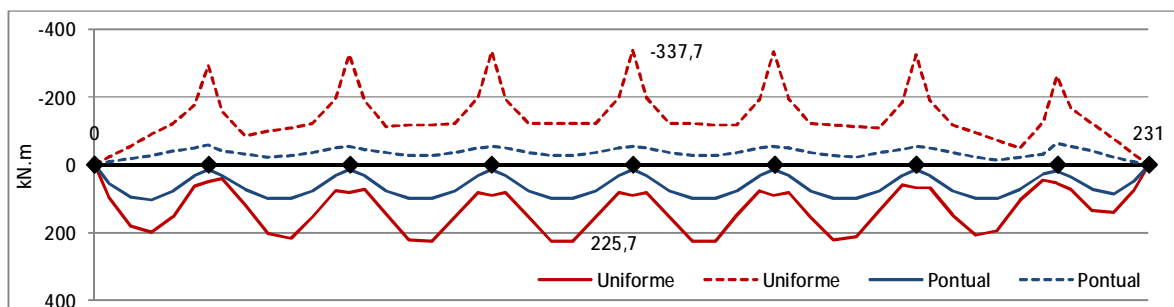


Figura 29 – Momentos flectores devidos às Sobrecargas no Passeio

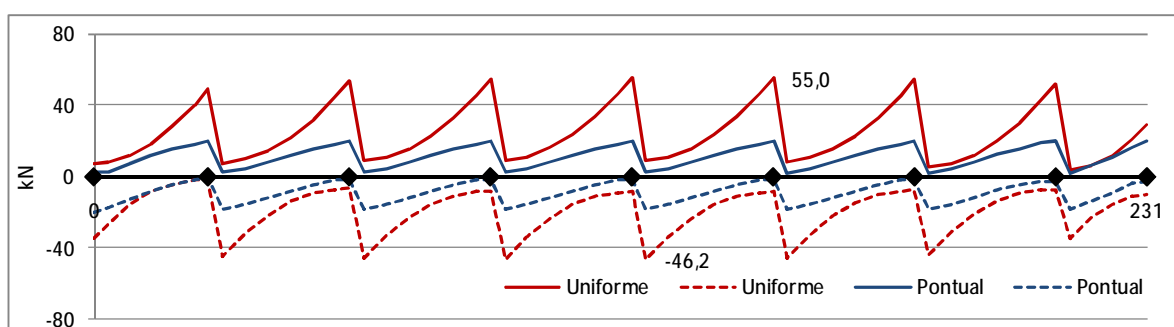


Figura 30 – Esforço transversal devido às Sobrecargas no Passeio

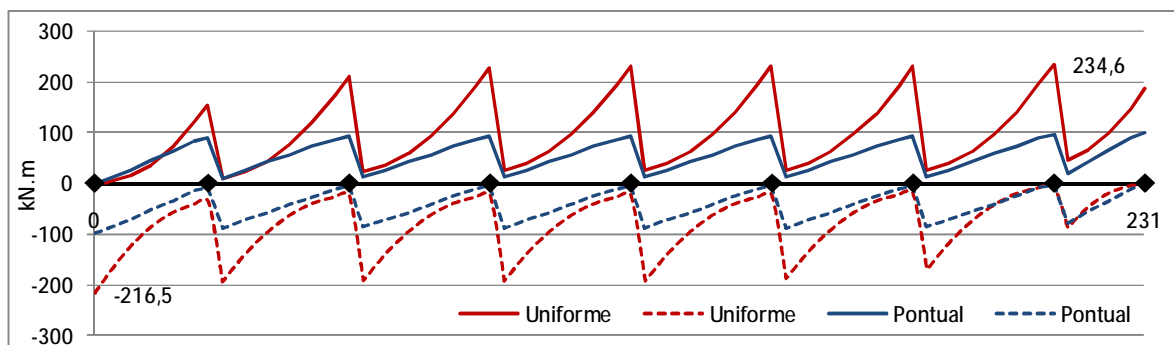


Figura 31 – Momento torsor devido às Sobrecargas no Passeio

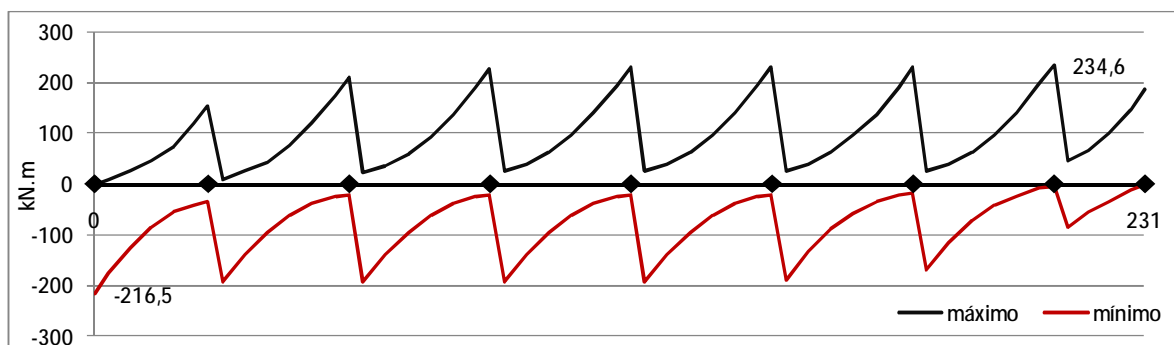


Figura 32 – Envelope do momento torsor devido às Sobrecargas no Passeio

Esforços devidos às Sobrecargas na Faixa de Rodagem ($SC_{f_rodagem}$)

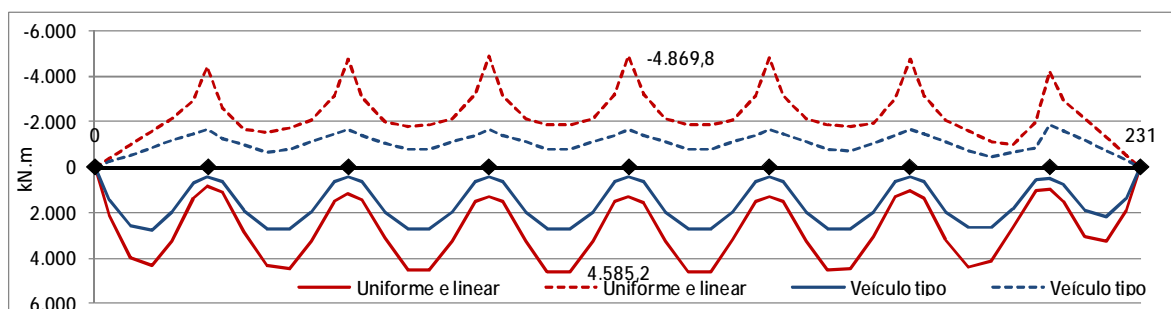


Figura 33 – Momentos flectores devidos às Sobrecargas na Faixa de Rodagem

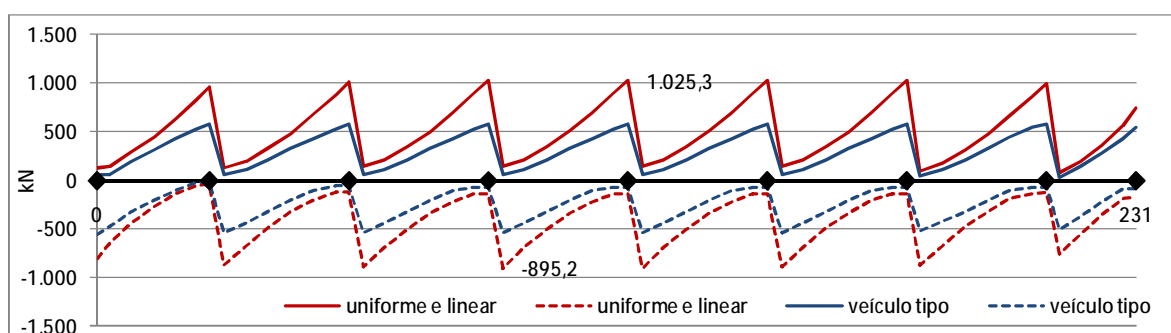


Figura 34 – Esforço transversal devido às Sobrecargas na Faixa de Rodagem

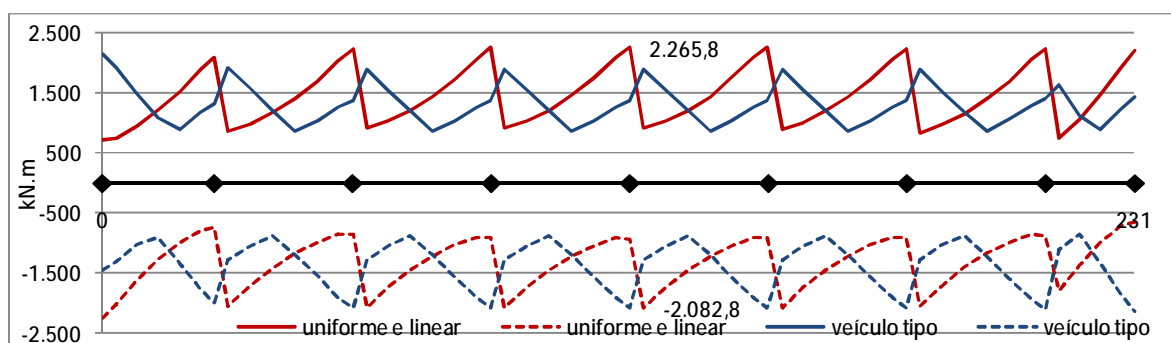


Figura 35 – Momento torsor devido às Sobrecargas na Faixa de Rodagem

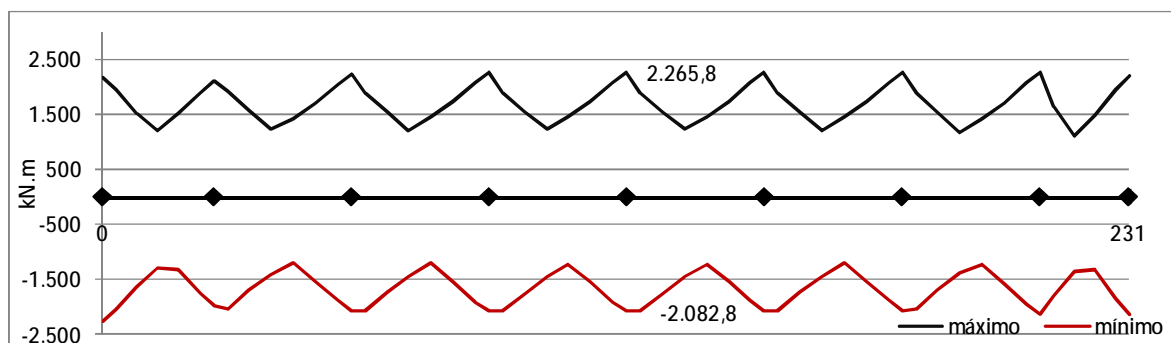


Figura 36 – Envelope do momento torsor devido às Sobrecargas na Faixa de Rodagem

Esforços devidos às Variações Diferenciais de Temperatura (vdt):

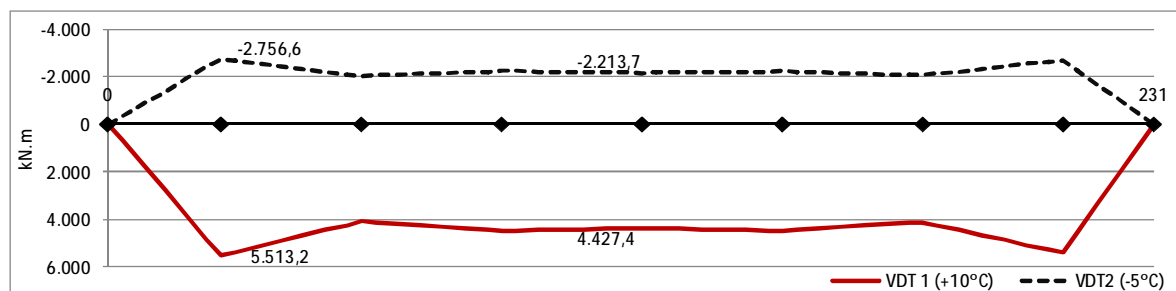


Figura 37 – Momentos flectores devidos às Variações Diferenciais de Temperatura

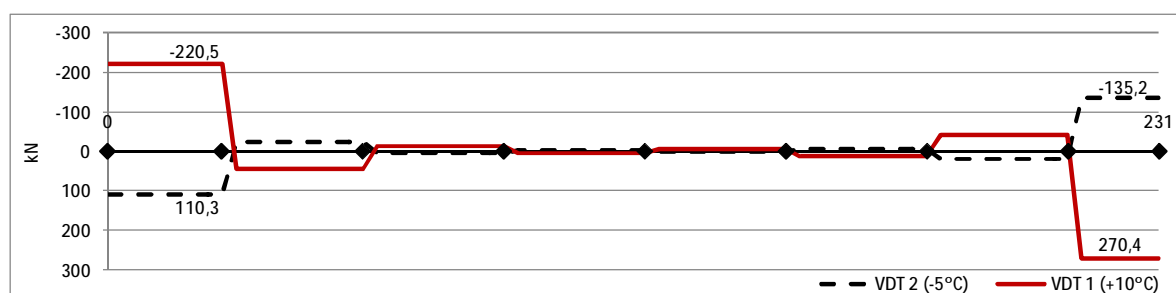


Figura 38 – Esforço transversal devido às Variações Diferenciais de Temperatura

2.2.5.3.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FENDILHAÇÃO

Tendo em vista a durabilidade pretendida para a obra e considerando o meio ambiente onde a obra está inserida como moderadamente agressivo, de acordo com as definições contidas no art. 67º do REBAP e atendendo ainda à elevada sensibilidade à corrosão das armaduras de pré-esforço, a verificação do Estado Limite de Fendilhação faz-se, conforme definido no art. 68º do referido Regulamento, pela verificação dos Estados Limites de Descompressão para a combinação Quase Permanente de Acções e de Largura de Fendas para a combinação Frequente de Acções.

A tensão nas fibras inferiores, para a combinação Quase Permanente, é dada por:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,3M_{vdt}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (3)$$

Relativamente às fibras superiores, tem-se:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,3M_{vdt}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{sup} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (4)$$

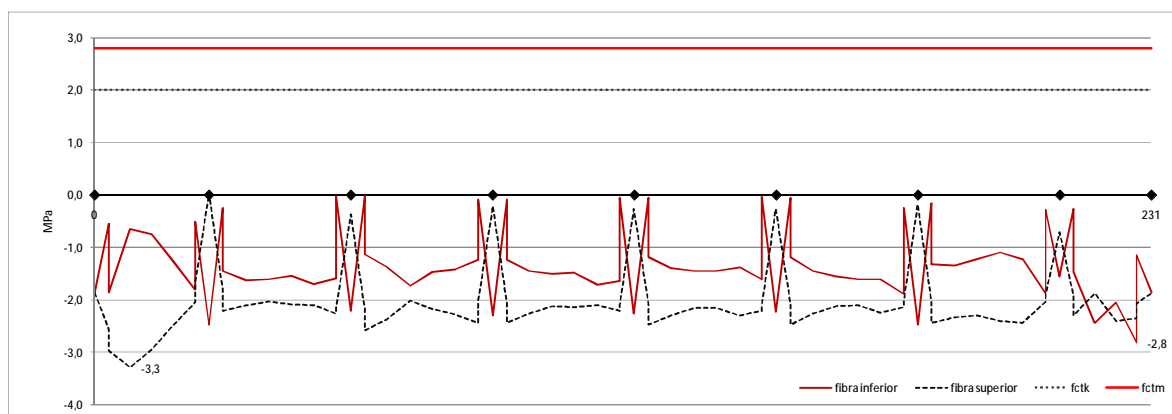


Figura 39 – Tensões para a verificação da descompressão – Longo prazo

Verifica-se que o Estado Limite de Descompressão é verificado no Longo Prazo, assegurando-se a compressão em todas as secções para a Combinação Quase Permanente de Acções.

A tensão nas fibras inferiores para a combinação Frequente de acções é determinada pelas expressões seguintes, em que varia a acção variável de base (escolhendo-se a mais desfavorável):

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,5M_{vdt}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (5)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,4 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,3M_{vdt}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{inf} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (6)$$

E aplicada às fibras superiores:

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,2 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,5M_{vdt}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{sup} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (7)$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{pp} + M_{rcp} + 0,4 \cdot (M_{SCU+L,f_{rod}} + M_{SCU,passeio}) + 0,3M_{vdt}}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M_{P_{\infty}}}{I} \cdot v_{sup} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (8)$$

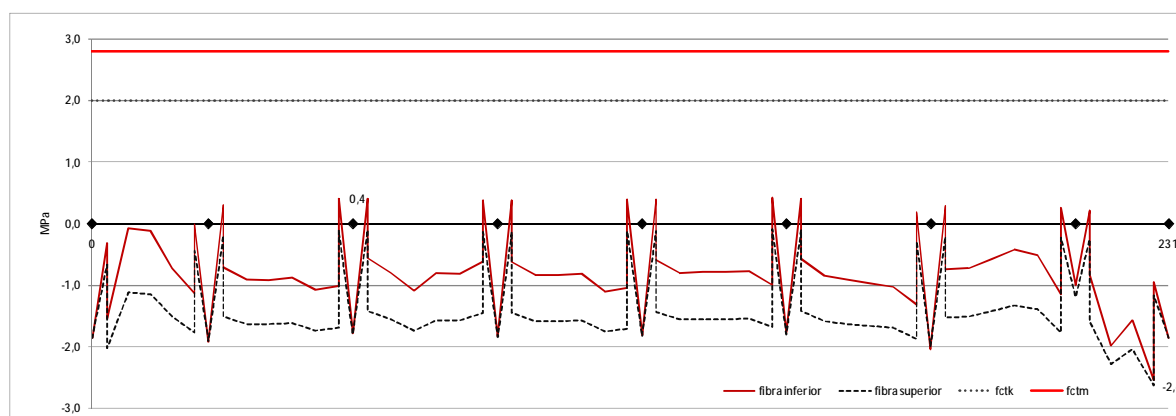


Figura 40 - Verificação da largura de fendas – Longo prazo

Constata-se que a grande maioria das secções se encontram comprimidas, na hipótese da combinação Frequente de Acções, e que as secções pontuais que se encontram traccionadas, sempre na transição de secção maciça para vazada e vice-versa, apresentam tensões muito pequenas (inferiores a 0,5 MPa), bem abaixo do valor médio $f_{ctm}=2,8MPa$, e mesmo do valor característico $f_{ctk}=2,0MPa$, da tensão de rotura à tracção do betão C35/45, pelo que se admitiu considerar que o betão não fissura verificando-se a segurança relativamente ao Estado Limite de Abertura de Fendas.

2.2.5.3.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FLEXÃO

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Flexão (estado limite de resistência) foi realizada em atenção aos esforços, obrigando-se cada secção do tabuleiro da ponte a satisfazer a seguinte condição: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

Do lado das acções consideraram-se as seguintes, capazes de gerar momentos flectores no tabuleiro:

- § Peso Próprio
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Sobrecarga Uniforme na Faixa de Rodagem
- § Sobrecarga Uniforme no Passeio
- § Variação Diferencial da Temperatura
- § Parcela Hiperestática do Pré-Esforço

Os valores dos Momentos Flectores Actuantes (M_{sd}), em cada uma das diferentes secções, derivam da combinação dos momentos resultantes das referidas acções, de acordo com as regras para a combinação fundamental de acções definida no RSA.

Os valores dos Momentos Resistentes foram determinados pelo programa de cálculo automático SEC, baseado no equilíbrio dos momentos gerados pela força de compressão no betão e as forças de tracção das armaduras ordinárias e de pré-esforço.

As hipóteses de deformação admitidas no programa de cálculo para determinação do momento flector resistente de secções de betão armado e de betão armado pré-esforçado, sujeitas a flexão simples e a flexão composta com compressão ou com tracção, são as descritas a seguir e correspondem às prescrições do Regulamento do CEB e do REBAP:

- As secções permanecem planas após a deformação;
- As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- Não é considerada a resistência do betão à tracção;
- O encurtamento máximo do betão é de 3,5‰;
- A extensão máxima de armadura passiva é de 10‰. O seu encurtamento máximo será limitado a 3,5‰;
- A deformação total das armaduras activas é avaliada tendo em conta o alongamento prévio que corresponde ao valor representativo da força de pré-esforço e à variação do alongamento para além do alongamento prévio. O valor representativo tomado para a força de pré-esforço na verificação da capacidade resistente da secção corresponde apenas à parcela isostática, tomada como esforço resistente (a parcela hiperstática, conforme indicado atrás, foi considerada como actuante).

As armaduras longitudinais de flexão consideradas foram as representadas nas figuras ilustrativas seguintes. As referidas figuras apenas indicam a área de aço considerada e respectiva localização e não pretendem ser representativas nem dos diâmetros nem da distribuição das armaduras.

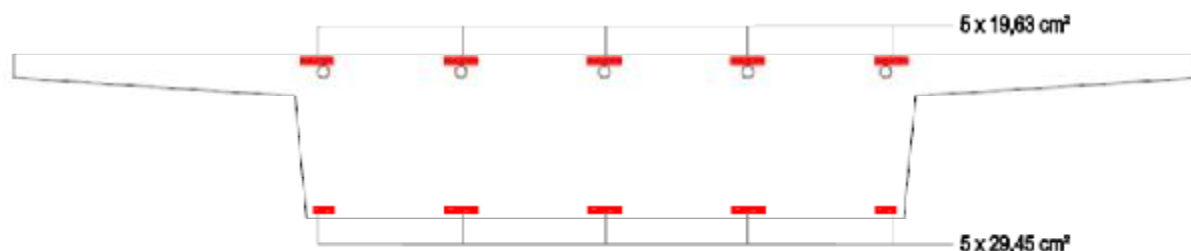


Figura 41 – Esquemática da armadura de flexão do tabuleiro na zona maciça junto aos apoios

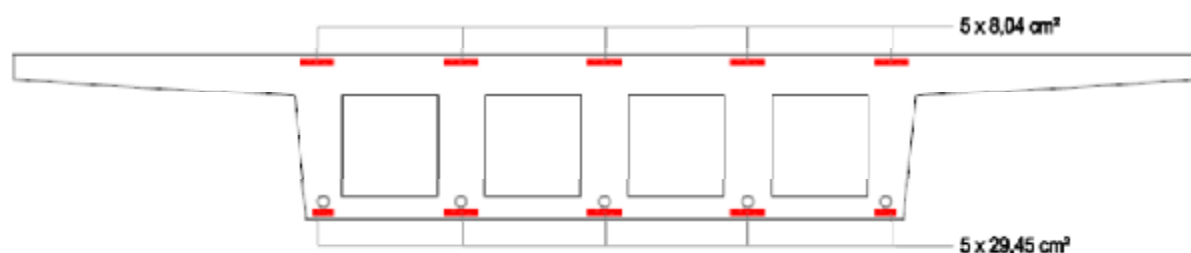


Figura 42 – Esquemática das armaduras de flexão do tabuleiro na zona vazada a meio-vão

Em termos de resistência foram determinadas 14 secções diferentes, conforme quadro seguinte, tendo em consideração a modelação estrutural e de acordo com combinação dos seguintes factores:

- § Características geométricas do tabuleiro (secção maciça ou secção vazada);
- § Posição dos cabos de pré-esforço e
- § Quantidade de armaduras ordinárias.

Quadro 29 – Identificação das Secções Resistentes do Tabuleiro (longo prazo)

X (m)	Secção	X (m)	Secção	X (m)	Secção	X (m)	Secção
E1	0 1	P2	56 9	P4	118 9	P6	180 9
mac	3,1 2	mac	59,1 8	mac	121,1 8	mac	183,1 8
mac	3,1 3	mac	59,1 7	mac	121,1 7	mac	183,1 7
vaz	7,8 4	vaz	64,06 10	vaz	126,06 10	vaz	188,06 10
vaz	12,5 5	vaz	69,02 11	vaz	131,02 11	vaz	193,02 11
vaz	17,2 6	vaz	73,98 11	vaz	135,98 11	vaz	197,98 11
mac	21,9 7	vaz	78,94 10	vaz	140,94 10	vaz	202,94 10
mac	21,9 8	mac	83,9 7	mac	145,9 7	mac	207,9 7
P1	25 9	mac	83,9 8	mac	145,9 8	mac	207,9 8
mac	28,1 8	P3	87 9	P5	149 9	P7	211 9
mac	28,1 7	mac	90,1 8	mac	152,1 8	mac	214,1 8
vaz	33,06 10	mac	90,1 7	mac	152,1 7	mac	214,1 7
vaz	38,02 11	vaz	95,06 10	vaz	157,06 10	vaz	218,7 6
vaz	42,98 11	vaz	100,02 11	vaz	162,02 11	vaz	223,3 12
vaz	47,94 10	vaz	104,98 11	vaz	166,98 11	mac	227,9 13
mac	52,9 7	vaz	109,94 10	vaz	171,94 10	mac	227,9 14
mac	52,9 8	mac	114,9 7	mac	176,9 7	E2	231 1
		mac	114,9 8	mac	176,9 8		

Em resumo, os momentos resistentes de cada secção apresentam-se no quadro seguinte:

Quadro 30 – Momentos Resistentes das Secções de Tabuleiro (longo prazo)

Secção cálculo	M_{\max}	M_{\min}
	MPa	MPa
1	19.121,3	-16.798,6
2	22.866,7	-13.053,2
3	22.866,7	-13.124,5
4	26.404,0	-9.587,2
5	27.028,2	-8.835,5
6	23.074,8	-12.916,4
7	13.899,5	-25.100,7
8	13.899,5	-25.013,9
9	9.314,0	-29.591,5
10	25.987,8	-10.003,4
11	31.813,9	-3.865,9
12	24.115,1	-11.876,0
13	22.658,6	-13.332,6
14	22.658,6	-13.261,3

A comparação entre momentos actuates e resistentes, em cada secção, resulta no gráfico seguinte, onde se pode constatar que a segurança é verificada, uma vez que é sempre satisfeita a condição inicial: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

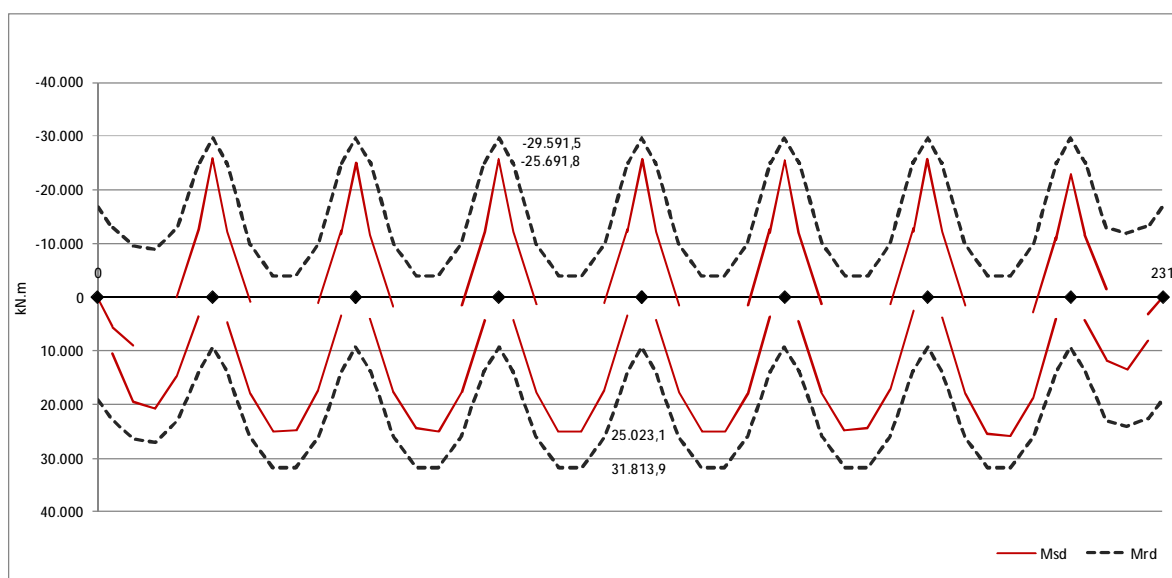


Figura 43 – Verificação da Segurança à Flexão – Longo prazo

2.2.5.3.5 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL ESFORÇO TRANSVERSO

Conforme definido no art. 56º do REBAP, nos casos de secções sujeitas simultaneamente à torção circular e ao esforço transversal a verificação da segurança deve ser realizada considerando essa simultaneidade, tendo em atenção aos limites impostos para os valores máximos dos esforços resistentes definidos no referido artigo do Regulamento.

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi realizada de forma a satisfazer a seguinte condição: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

Como acções consideraram-se as seguintes:

- § Peso Próprio
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Sobrecarga Uniforme na Faixa de Rodagem
- § Sobrecarga Uniforme no Passeio
- § Variação Diferencial da Temperatura
- § Pré-Esforço

Os valores dos esforços actuantes (V_{sd}), em cada uma das diferentes secções, derivam da combinação dos momentos resultantes das referidas acções, de acordo com as regras para a combinação fundamental de acções definida no RSA.

Os esforços resistentes (V_{rd}) foram determinados em cada secção de acordo com as regras estabelecidas nos artigos 53º e 56º, tendo em atenção as parcelas resistidas pelo betão e pelas armaduras de esforço transversal e ainda a interacção com a torção circular:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (9)$$

em que V_{cd} representa a parcela da resistência devida ao betão e V_{wd} a parcela correspondente às armaduras específicas (estribos) de esforço transversal.

As armaduras verticais de esforço transversal, que serão materializadas em estribos de diversos ramos, estão esquematizadas nas figuras seguintes, que mostram as áreas de armadura e respectiva localização e afastamento.

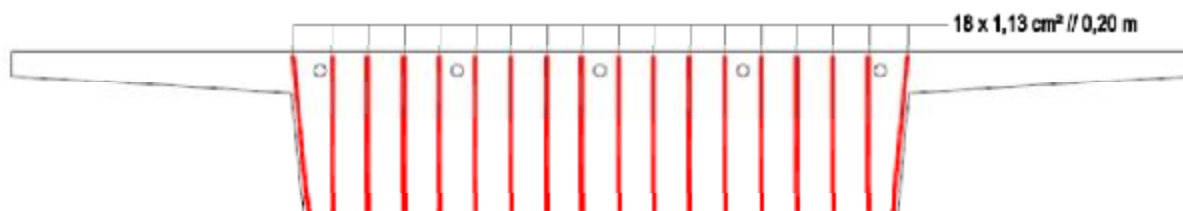


Figura 44 – Esquematização das armaduras de esforço transversal do tabuleiro na zona maciça junto aos apoios

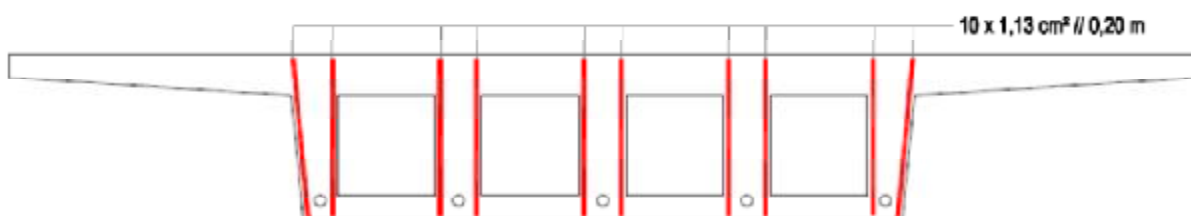


Figura 45 – Esquematização das armaduras de esforço transversal do tabuleiro na zona vazada a meio-vão

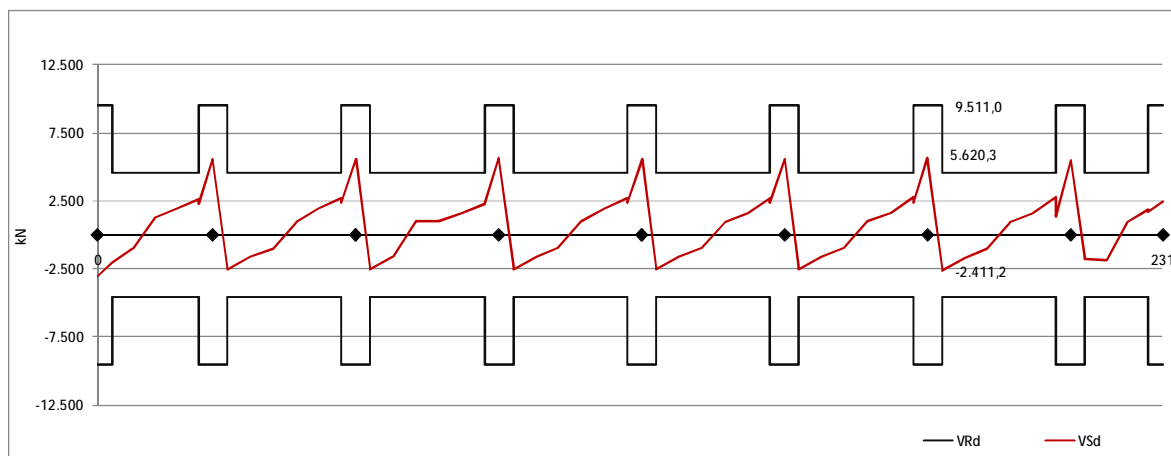


Figura 46 – Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

A segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso é verificada, conforme observado na figura anterior, para as secções de tabuleiro existentes e para as armaduras de esforço transversal admitidas.

Os picos dos esforços actuantes verificam-se, como seria expectável, junto aos apoios e são compensados não só pela maior área de betão resistente, uma vez que nessas zonas a secção é maciça, como pelo aumento da área de armadura específica conseguida com o aumento do nº de estribos.

2.2.5.3.6 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL MOMENTO TORSOR

Tal como na verificação de segurança ao EL Esforço Transverso também a segurança ao EL Momento Torsor teve em consideração o facto de actuarem simultaneamente os dois esforços: torção circular e esforço transversal, tendo sido respeitadas as limitações impostas no REBAP ao cálculo do momento torsor resistente, considerando a segurança verificada quando: $T_{sd} \leq T_{rd}$.

As acções consideradas são apenas as sobrecargas rodoviárias e no passeio, uma vez que são as únicas que, sendo aplicadas excentricamente ao eixo principal da obra, são passíveis de gerar momento em torno desse mesmo eixo, ou seja torção.

Os esforços de cálculo em cada uma das secções foram determinados pela combinação fundamental dos esforços gerados por cada uma das sobrecargas, de acordo com as regras de combinação definidas no RSA.

O esforço resistente é o menor dos valores calculados pelas equações:

$$T_{Rd} = T_{cd} + T_{td} \quad (10)$$

$$T_{Rd} = T_{ld} \quad (11)$$

em que T_{cd} representa a resistência devida ao betão, T_{td} a resistência assegurada pelas armaduras transversais de esforço transversal e T_{ld} a resistência permitida pelas armaduras longitudinais específicas de torção.

As secções ocas eficazes associadas às secções maciças e secções vazadas do tabuleiro foram calculadas de acordo com o preconizado no REBAP e constam do quadro seguinte:

Quadro 31 - Cálculo das Secções Ocas Eficazes do Tabuleiro para Determinação do Momento Torsor Resistente

Secção maciça (tipo 1)		Secção vazada (tipo 2)	
$L =$	5,1 m	$L_{ext} =$	5,1 m
$h =$	1,4 m	$h_{ext} =$	1,4 m
$recob =$	3 cm	$L_{int} =$	4,5 m
$\varnothing_{est} =$	16 mm	$h_{int} =$	0,85 m
$\varnothing_{long} =$	25 mm	$recob =$	3 cm
		$\varnothing_{est} =$	16 mm
		$\varnothing_{long} =$	25 mm
$L_{poly} =$	4,983 m	$L_{poly} =$	4,983 m
$h_{poly} =$	1,283 m	$h_{poly} =$	1,283 m
$\varnothing_{m\acute{a}x} = d_{ef} =$	1,283 m	$\varnothing_{m\acute{a}x} = d_{ef} =$	1,283 m
$d_{ef}/12 =$	0,106917	$d_{ef}/12 =$	0,106917
$L_{eficaz\ ext} =$	5,1 m	$L_{eficaz\ ext} =$	5,1 m
$H_{eficaz\ ext} =$	1,4 m	$H_{eficaz\ ext} =$	1,4 m
$L_{eficaz\ int} =$	4,769167 m	$L_{eficaz\ int} =$	4,769167 m
$H_{eficaz\ int} =$	1,069167 m	$H_{eficaz\ int} =$	1,069167 m
$h_{ef} =$	0,165417 m	$h_{ef} =$	0,165417 m
$A_{ef} =$	6,092154 m	$A_{ef} =$	6,092154 m
$U_{ef} =$	12,33833 m	$U_{ef} =$	12,33833 m

As áreas e o posicionamento das armaduras transversais e longitudinais de torção representam-se nas figuras seguintes. A armadura transversal é constituída por uma cinta contínua, sendo a área da armadura a área da cinta. Esta armadura é colocada intercaladamente com as armaduras de esforço transverso. A armadura longitudinal é composta por varões individuais na periferia externa do corpo do tabuleiro, localizadas complementarmente às armaduras de flexão.

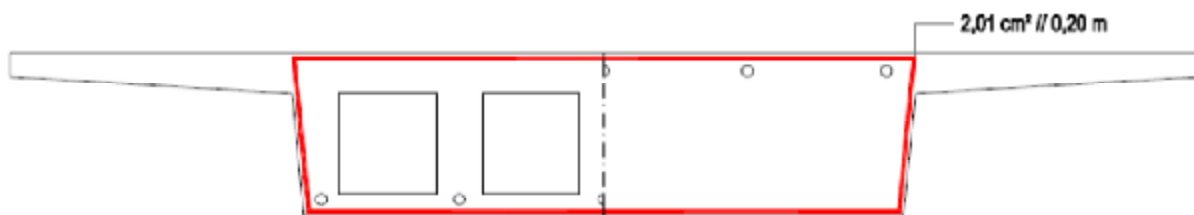


Figura 47 – Esquematisação das armaduras transversais de torção para todas as secções do tabuleiro

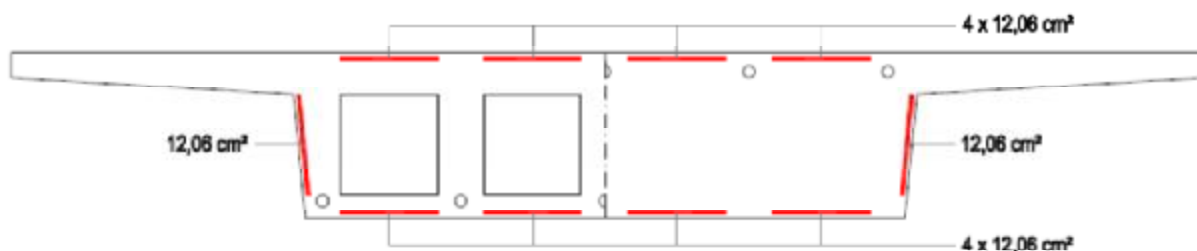


Figura 48 – Esquematização das armaduras longitudinais de torção em todas as secções do tabuleiro

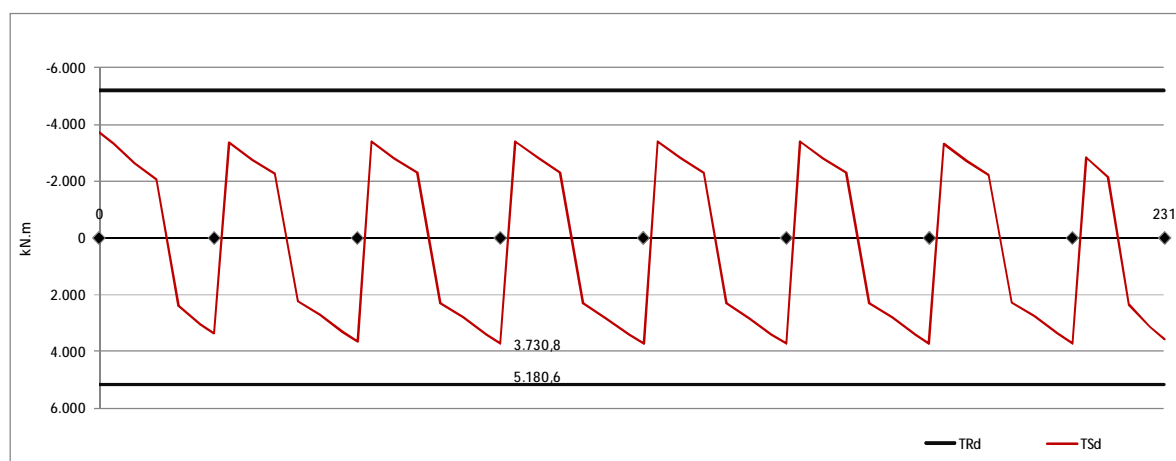


Figura 49 – Verificação da Segurança ao Momento Torsor

Conforme ilustrado na figura, a segurança ao Estado Limite Último é verificada, sendo o momento torsor resistente constante em todas as secções, uma vez que resulta da resistência conferida pela área da armadura longitudinal de torção, que é sempre constante em todo o desenvolvimento da obra.

2.2.5.4 ANÁLISE NA ENTRADA EM SERVIÇO

Os Momentos flectores no tabuleiro, aquando da entrada em serviço da obra, são substancialmente diferentes daqueles que se verificam no longo prazo, depois da redistribuição dos esforços gerada pelos efeitos diferidos do betão.

Também relativamente ao sistema de pré-esforço, haverá, nesta fase, apenas que considerar as perdas instantâneas devidas à reentrada das cunhas e ao atrito.

Os efeitos das diferentes acções dependem, no caso do peso próprio e do pré-esforço, do faseamento construtivo, noutras situações, caso da restante carga permanente, das sobrecargas, e da variação diferencial da temperatura admitiu-se que não dependem, pelo que os esforços gerados são iguais aos obtidos na análise de longo prazo.

Para efeitos de cálculo considerou-se que a obra será executada por tramos consecutivos, com cimbra ao solo, do encontro 1 para o encontro 2 com juntas de betonagem nos 1/5 de vão.

2.2.5.4.1 MODELO DE CÁLCULO

O modelo de cálculo utilizado foi um modelo linear simples admitindo-se que o tabuleiro tem o comportamento de uma viga contínua. As propriedades em cada troço da viga são as das respectivas secções do tabuleiro, conforme sejam vazadas ou maciças.

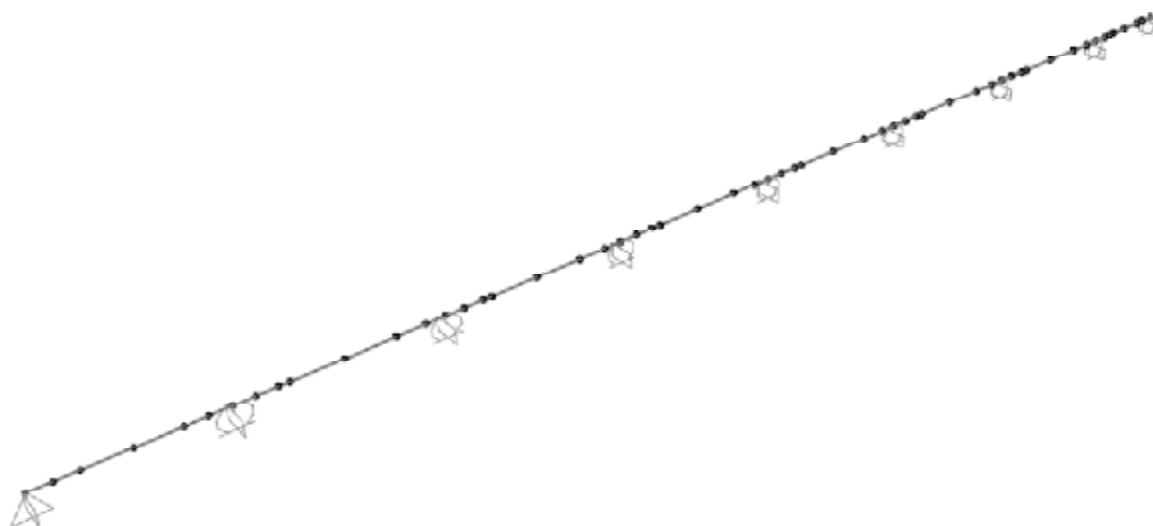


Figura 50 - Modelo Estrutural – Entrada em Serviço



Figura 51 - Modelo (parcial) de Carregamento – Peso Próprio

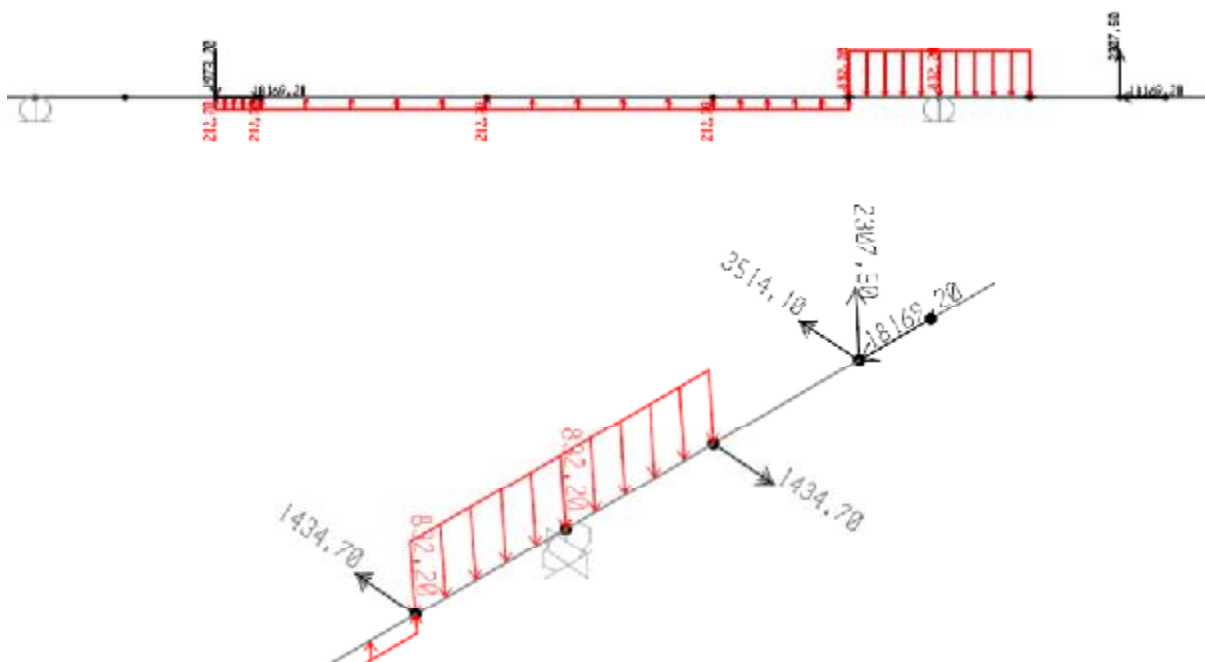
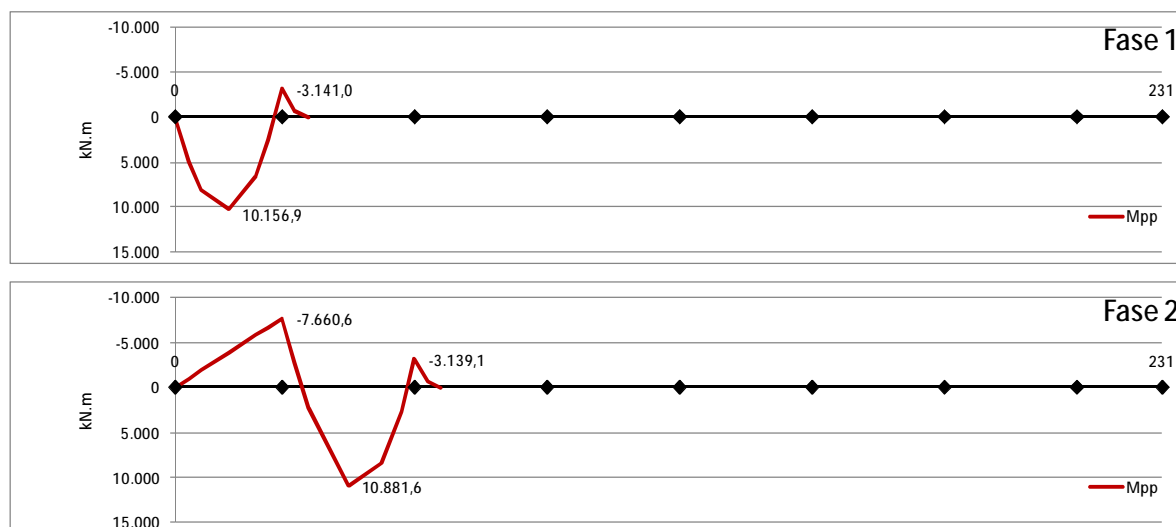


Figura 52 - Modelo (parcial) e pormenor de Carregamento – Pré-Esforço

2.2.5.4.2 ESFORÇOS

Momentos Flectores devidos ao Peso Próprio (pp):



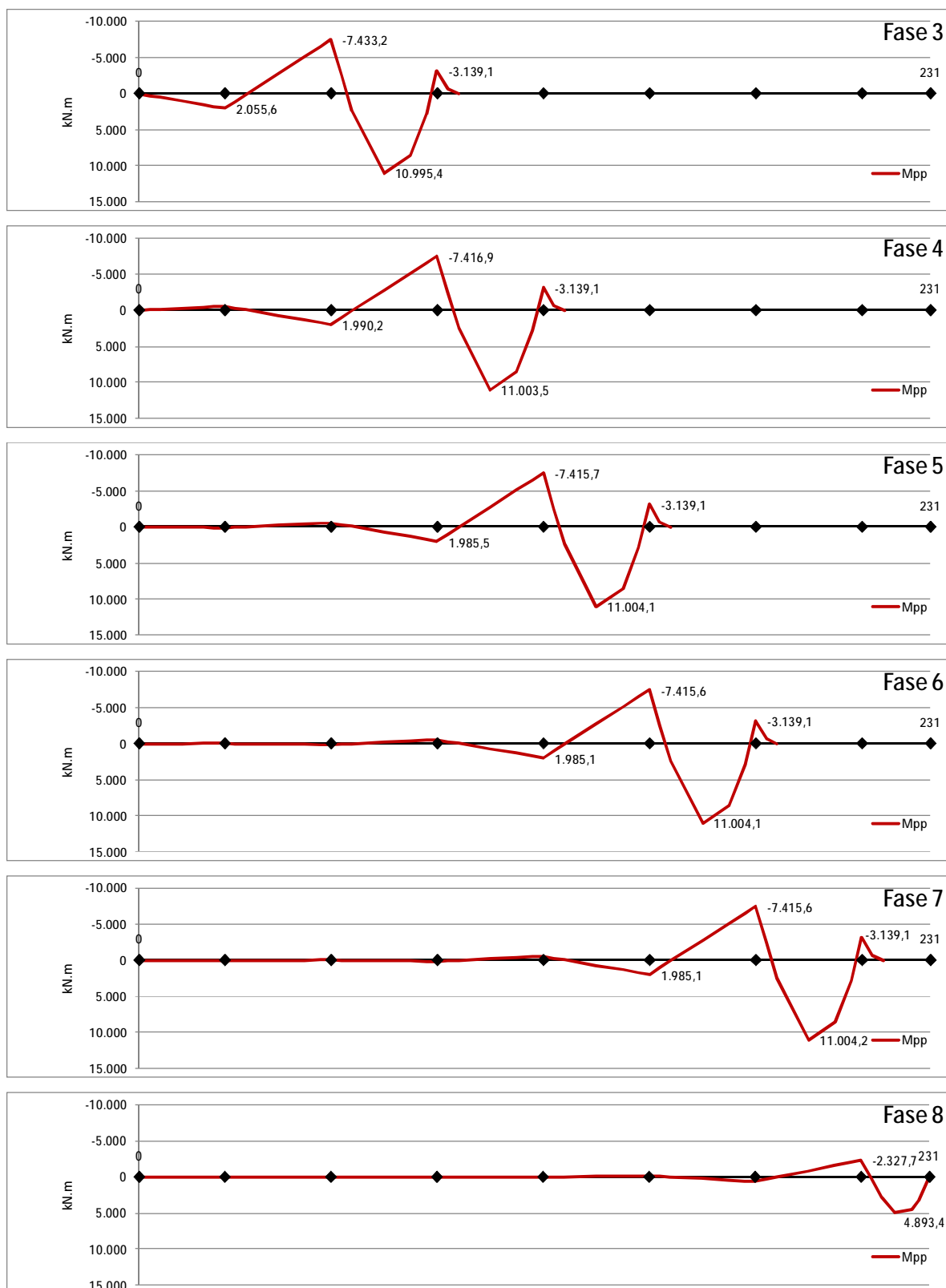


Figura 53 - Momentos Flectores devido ao peso próprio em cada fase

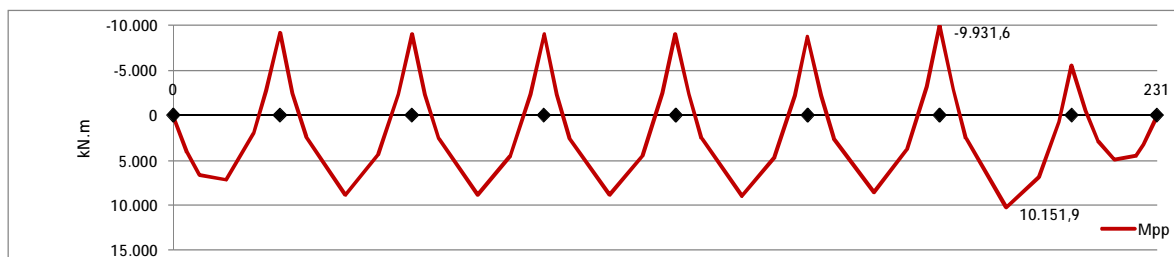


Figura 54 - Momentos Flectores devidos ao peso próprio imediatamente após a construção (entrada em serviço)

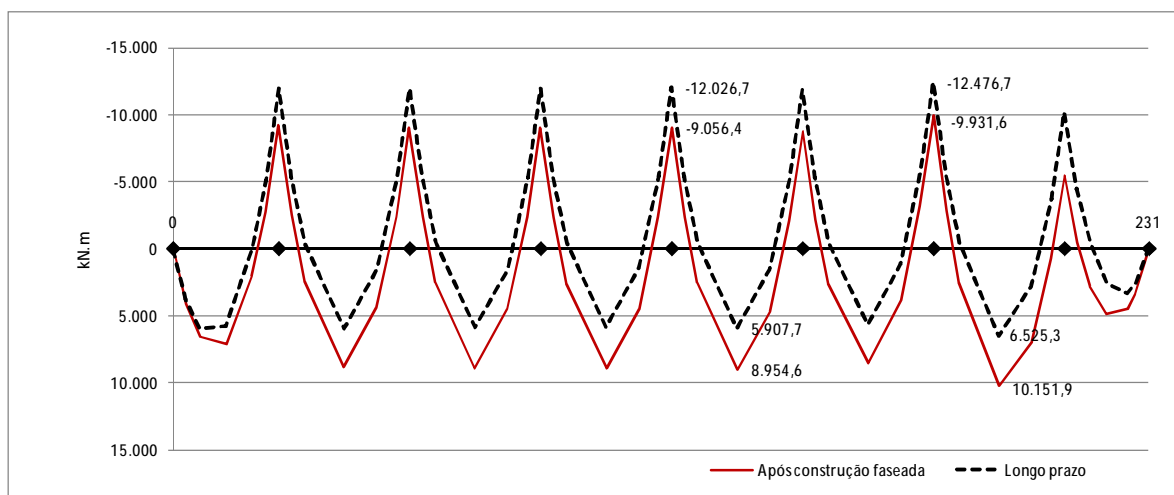


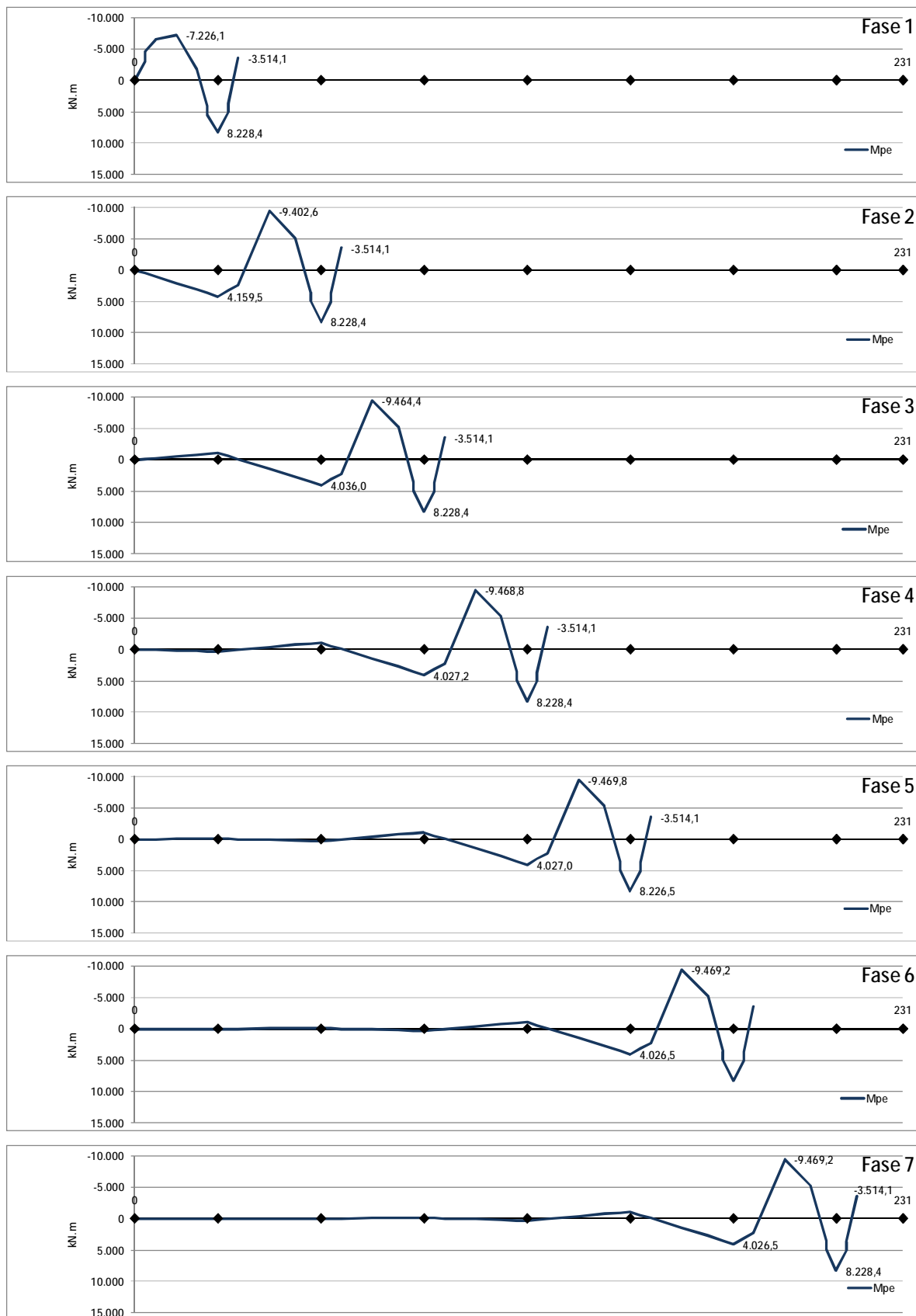
Figura 55 – Comparação dos Momentos Flectores “Entrada em Serviço / Longo prazo” devidos ao peso próprio

É, então, evidente que os momentos flectores a meio-vão, na entrada em serviço, após a construção faseada, são superiores em cerca de 50% aos momentos flectores que se teriam obtido considerando a execução simultânea de todos os tramos.

Em sentido oposto variam os momentos nos apoios que são significativamente menores (cerca de 30%) após a construção faseada.

Observa-se, portanto, com o tempo, uma “transferência” expressiva de momento flectores do meio vão para os apoios, o que justifica a verificação própria de segurança para a fase de entrada em serviço

Momentos Flectores devidos ao Pré-Esforço (pe):



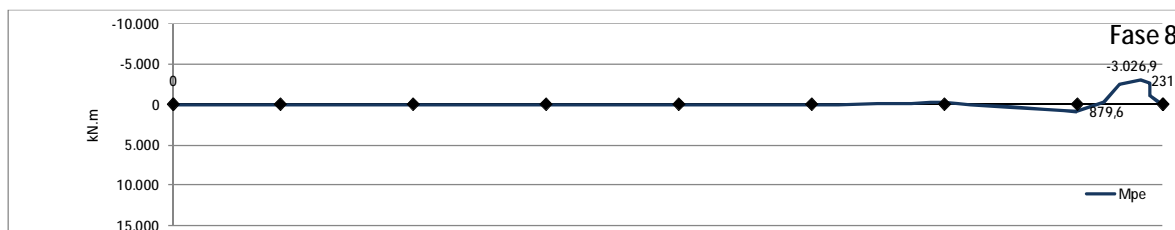


Figura 56 - Momentos Flectores devido pré-esforço em cada fase

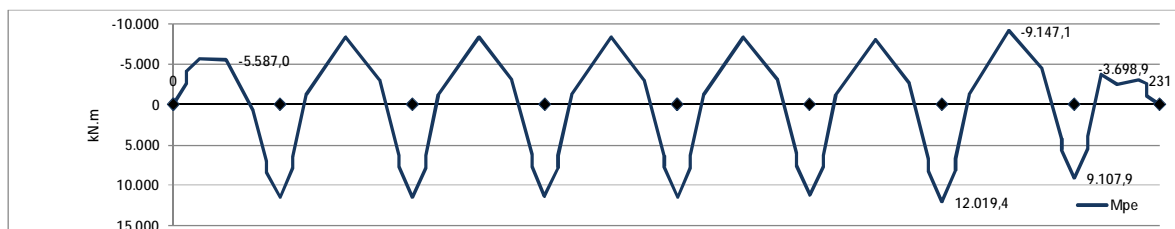


Figura 57 - Momentos Flectores devidos ao pré-esforço após a construção (entrada em serviço)

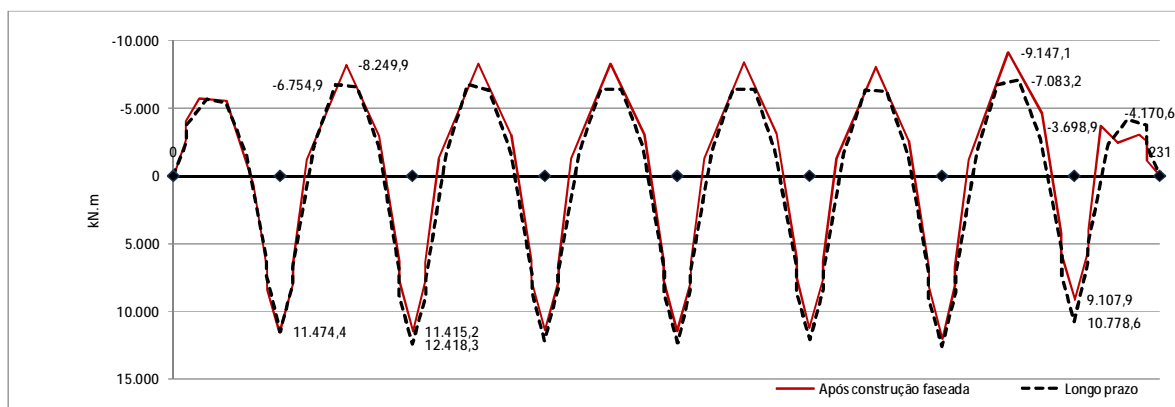


Figura 58 - Comparação dos Momentos Flectores "Entrada em Serviço / Longo prazo"

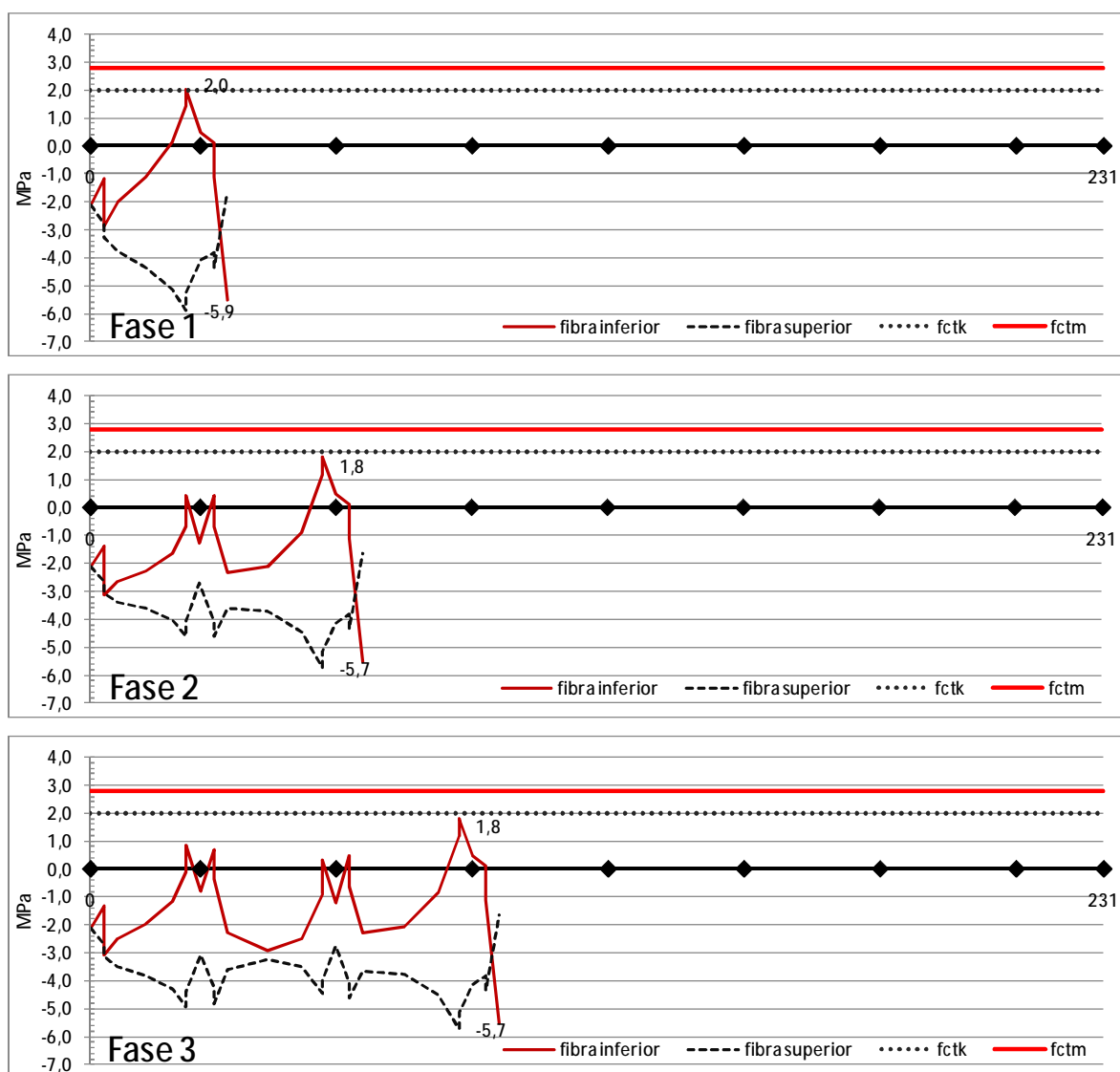
Verifica-se, portanto, que há alguma diferença nos momentos flectores devidos ao pré-esforço na fase de entrada em serviço e no longo prazo. Esta diferença, devida aos efeitos deferidos do betão: retracção e fluência e aos próprios efeitos diferidos do aço de pré-esforço: relaxação, não é tão expressiva como no caso do peso próprio, no entanto não é desprezável e, por isso, foi devidamente considerada no cálculo.

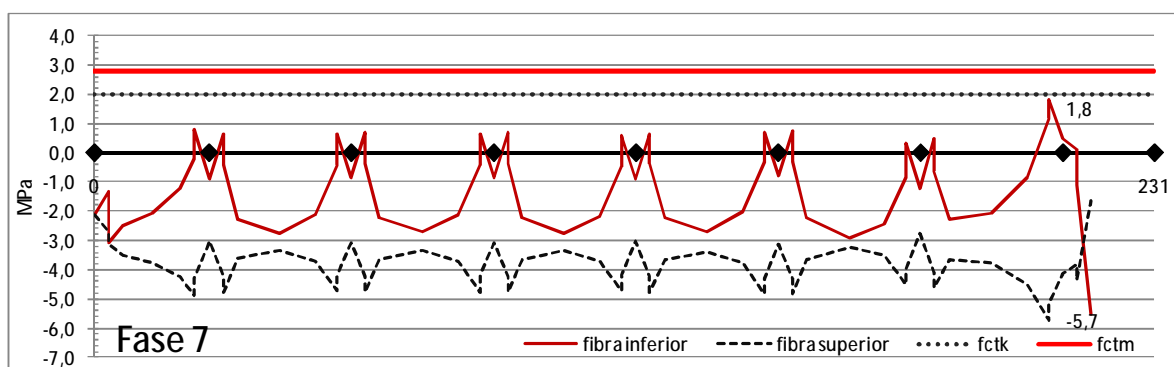
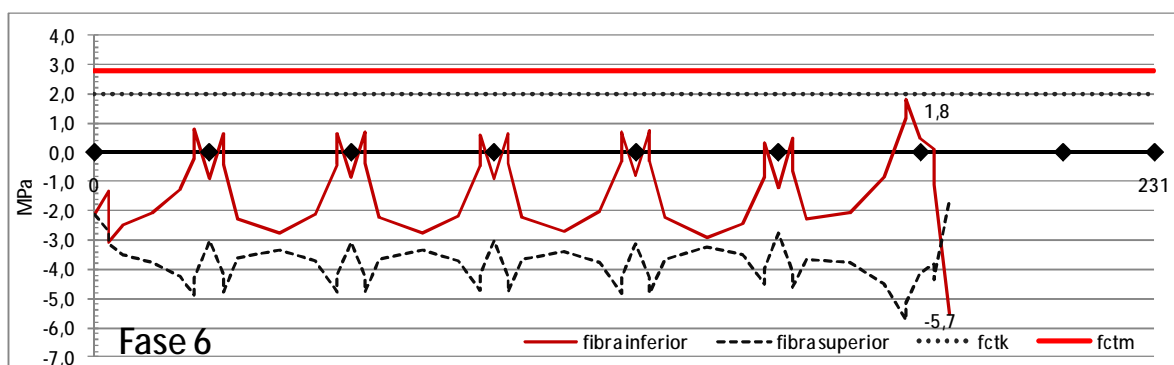
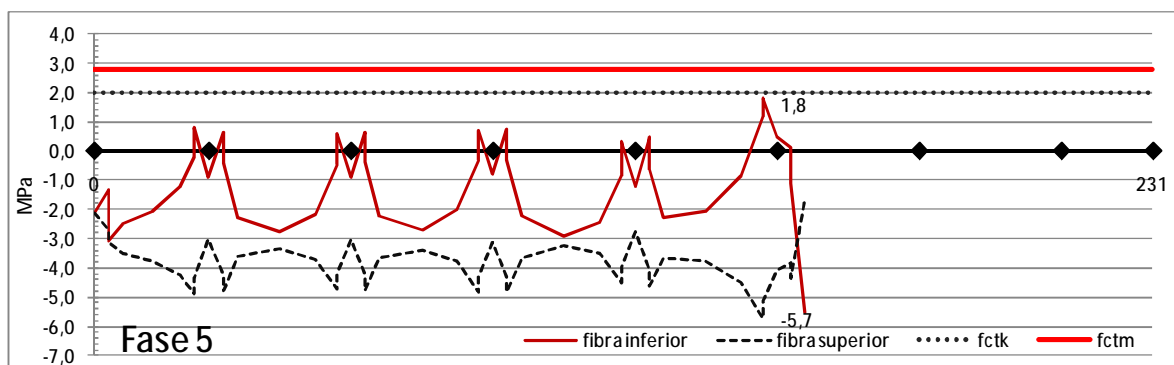
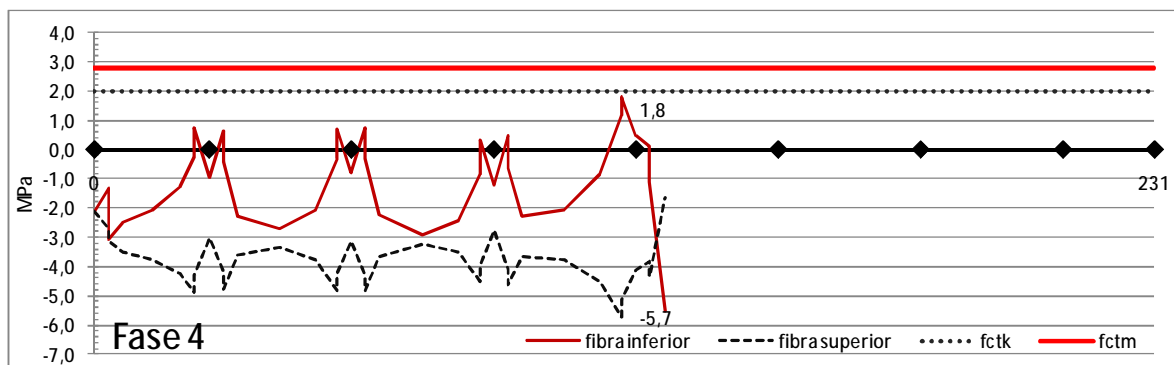
A variação nos momentos positivos, no caso do pré-esforço, junto aos apoios, encontra-se entre os 5 e os 7%, sendo superior no longo prazo. Já relativamente aos momentos negativos, a meio-vão, a variação é de cerca de 30%, sendo menor (em módulo) no longo prazo.

2.2.5.4.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FENDILHAÇÃO

Tal como para a situação de Longo Prazo, a verificação deste Estado Limite de Utilização faz-se garantindo que não há descompressão em nenhuma secção da obra para a “Combinação Quase Permanente de Acções”, utilizando as *fórmulas 3 e 4*.

Esta verificação fez-se tanto para a entrada em serviço, como para cada uma das fases de execução da estrutura em betão armado.





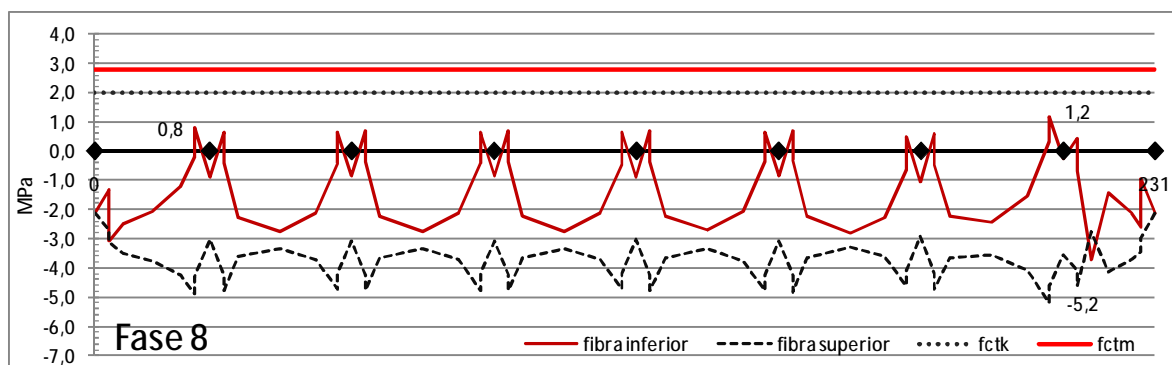


Figura 59 – Tensões – fase final da construção da estrutura

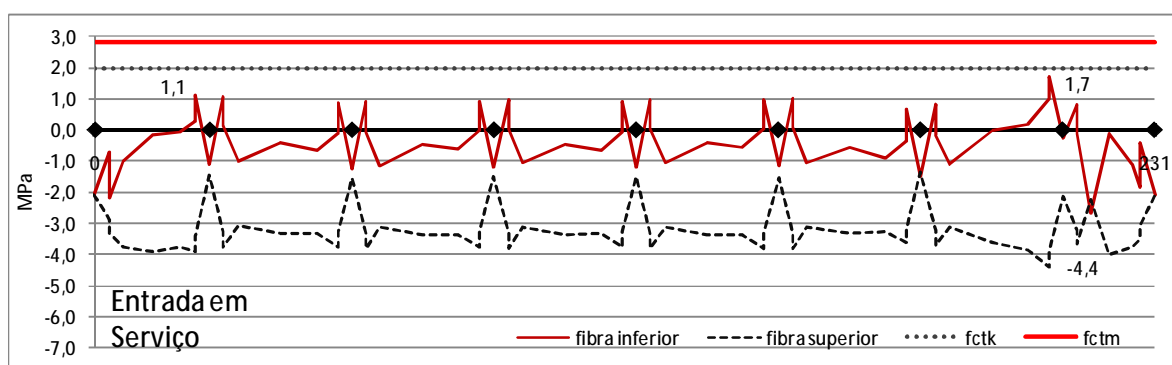


Figura 60 – Verificação da compressão – Entrada em serviço

A diferença verificada nos gráficos correspondentes à fase 8 (fase final da construção do betão armado) e à Entrada em Serviço, deve-se à contabilização da restante carga permanente, das sobrecargas (faixa de rodagem e passeio) e à variação diferencial de temperatura. A contabilização destas acções em geral diminui a compressão das secções e agrava ligeiramente a situação das secções traccionadas.

No entanto constata-se que apenas pontualmente a compressão do tabuleiro não é verificada. Os pontos em que não se verifica a compressão são isolados e localizados na fibra inferior, correspondendo aos pontos onde se faz a variação de secção vazada para maciça e de maciça para vazada. É natural que assim seja, pois é precisamente nestes pontos que estão concentradas variações importantes nas características geométricas da secção do tabuleiro: área, centro de gravidade e momento de inércia e variações também do pré-esforço, uma vez que é nesses pontos que se dá a inflexão do traçado dos cabos.

De qualquer modo, os valores da tensão de tracção nesses pontos são muito baixos. Em geral verificam-se tracções rondando o 1MPa e apenas num ponto se verifica um valor superior, na ordem dos 1,7MPa. Todos estes valores se encontram abaixo do valor médio $f_{ctm}=2,8MPa$, e mesmo do valor característico $f_{ctk}=2,0MPa$, da tensão de rotura à tracção do betão C35/45, pelo que se considera que a compressão está verificada, na Entrada em Serviço, para a combinação Quase Permanente de Acções.

2.2.5.4.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO EL FLEXÃO

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Flexão para a Entrada em Serviço foi realizada da mesma forma que para o Longo Prazo.

Em termos de resistência foram determinadas 16 secções diferentes, indicadas no próximo quadro, considerando a modelação estrutural e de acordo com combinação dos seguintes factores:

- § Características geométricas do tabuleiro (secção maciça ou secção vazada);
- § Posição dos cabos de pré-esforço e
- § Quantidade de armaduras ordinárias.

Quadro 32 - Identificação das Secções Resistentes do Tabuleiro (entrada em serviço)

X (m) Secção			X (m) Secção			X (m) Secção			X (m) Secção		
E1	0	1	P2	56	9	P4	118	9	P6	180	9
mac	3,1	2	mac	59,1	8	mac	121,1	8	mac	183,1	8
mac	3,1	3	mac	59,1	7	mac	121,1	7	mac	183,1	7
vaz	6,25	4	vaz	62,2	10	vaz	124,2	10	vaz	186,2	10
vaz	12,5	5	vaz	71,5	11	vaz	133,5	11	vaz	195,5	11
vaz	18,75	6	vaz	79,25	12	vaz	141,25	12	vaz	203,25	12
mac	21,9	7	mac	83,9	7	mac	145,9	7	mac	207,9	7
mac	21,9	8	mac	83,9	8	mac	145,9	8	mac	207,9	8
P1	25	9	P3	87	9	P5	149	9	P7	211	9
mac	28,1	8	mac	90,1	8	mac	152,1	8	mac	214,1	8
mac	28,1	7	mac	90,1	7	mac	152,1	7	mac	214,1	7
vaz	31,2	10	vaz	93,2	10	vaz	155,2	10	vaz	217,2	10
vaz	40,5	11	vaz	102,5	11	vaz	164,5	11	vaz	221	13
vaz	48,25	12	vaz	110,25	12	vaz	172,25	12	vaz	226	14
mac	52,9	7	mac	114,9	7	mac	176,9	7	mac	227,9	15
mac	52,9	8	mac	114,9	8	mac	176,9	8	mac	227,9	16
									E2	231	1

Tendo resultado os momentos resistentes constantes do quadro seguinte:

Quadro 33 – Momentos Resistentes das Secções de Tabuleiro (entrada em serviço)

Secção cálculo	M _{máx} MPa	M _{mín} MPa
1	19.121,3	-16.798,6
2	22.866,7	-13.053,2
3	22.866,7	-13.124,5
4	25.751,7	-10.419,5
5	27.028,2	-8.963,0
6	20.577,9	-15.413,3
7	14.105,5	-25.100,7
8	14.105,5	-25.103,9
9	9.362,0	-29.591,5
10	22.242,5	-13.748,7
11	32.646,2	-3.271,6
12	25.363,6	-10.627,6
13	23.907,1	-12.084,1
14	23.699,0	-12.292,2
15	22.658,6	-13.332,6
16	22.658,6	-13.261,3

A comparação entre momentos actuantes e resistentes, em cada secção, resulta no gráfico seguinte, onde se pode constatar que a segurança é verificada uma vez que é sempre satisfeita a condição imposta: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

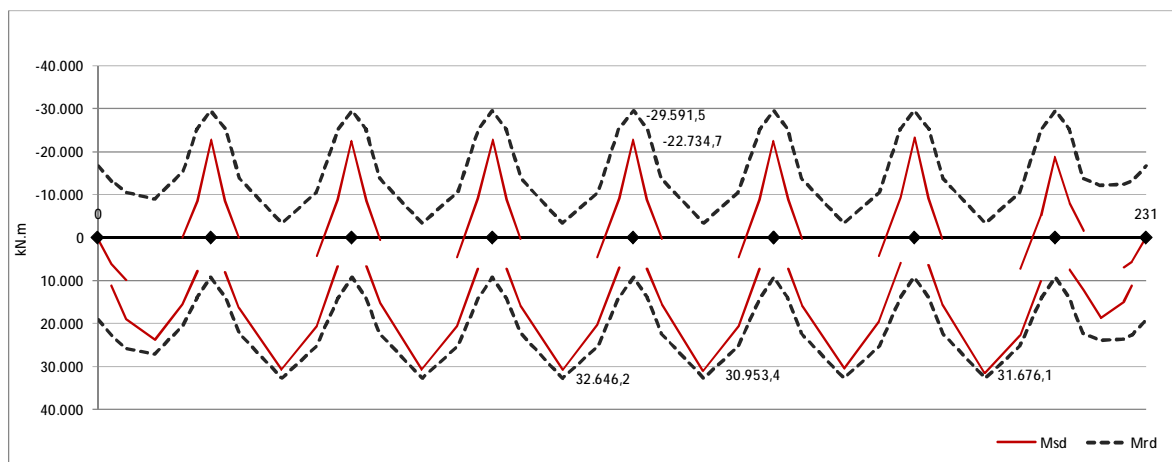


Figura 61 – Verificação da Segurança à Flexão – Entrada em Serviço

2.2.6. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A análise transversal da segurança do tabuleiro realizou-se associando a estrutura a uma consola simples conforme ilustrado na figura seguinte, considerando uma entrega de 0,2m para encastramento da consola na viga do tabuleiro.

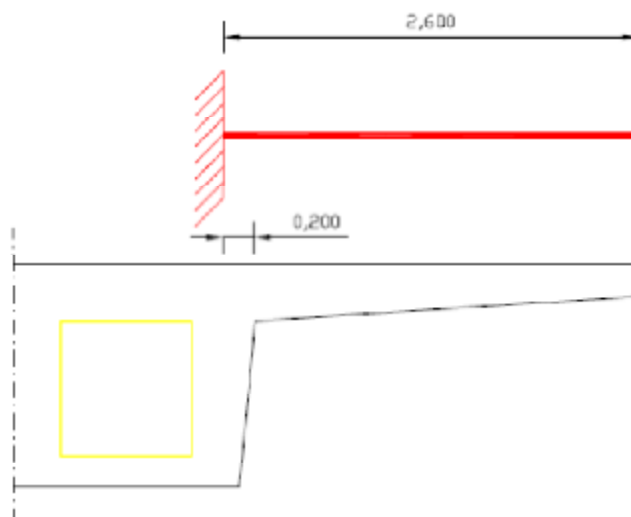


Figura 62 – Esquematização da estrutura para a análise transversal do tabuleiro

2.2.6.1 DIMENSIONAMENTO DAS CONSOLAS

O dimensionamento foi realizado para as consolas interiores uma vez que são as que sofrerão maiores esforços, adoptando-se as mesmas definições e disposições aqui determinadas para as consolas exteriores, garantindo a simetria estrutural do tabuleiro.

No cálculo dos esforços actuantes foram utilizadas as combinações fundamentais dos esforços resultantes das seguintes acções, conforme prescrito no RSA:

- § Peso Próprio,
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Sobrecarga devida ao Veículo Tipo na faixa de rodagem

O valor das forças e respectivas localizações, devido a cada uma das acções consideradas encontra-se esquematizado nas próximas figuras.

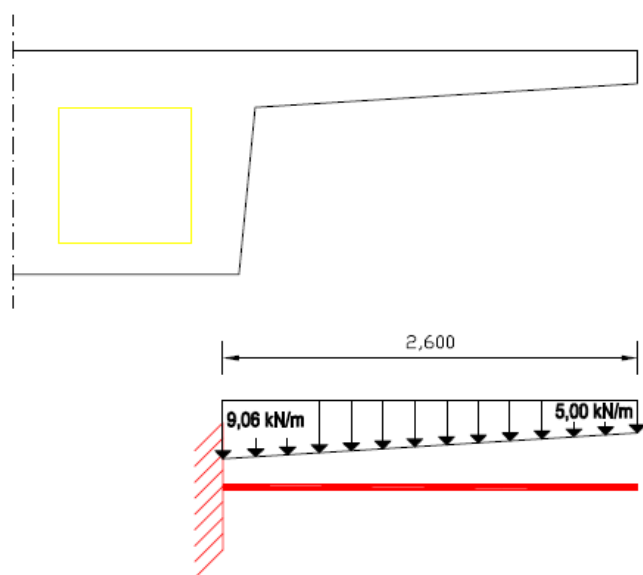


Figura 63 – Carregamento das consolas devido às acções do Peso Próprio

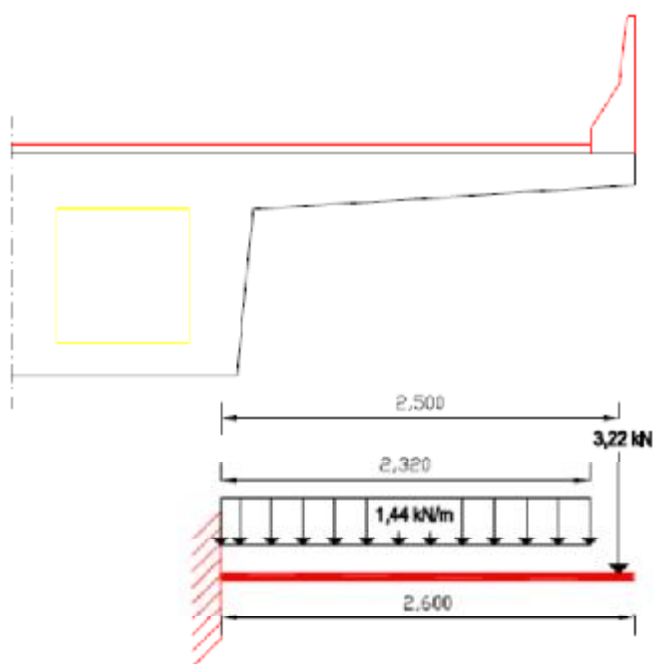


Figura 64 – Carregamento das consolas devido às acções da Restante Carga Permanente

Na sobrecarga devida ao veículo tipo atendeu-se à espessura dos rodados, definida no RSA como sendo de 0,60m, o que significa que a aplicação da carga do eixo se faz, no máximo a 0,30m do *new jersey*. Assim os rodados mais afastados do encastramento da consola correspondem à aplicação de cargas pontuais a 2,02m do encastramento da consola. Entendeu-se também calcular os esforços devidos ao veículo tipo através de análise em modelo próprio, com 21m de comprimento, de

elementos planos. Admitindo redistribuição de esforços, assumiu-se como valor de cálculo dos esforços (momento flector e esforço transversal) o valor médio dos mesmos nos 3m de comprimento do veículo tipo.

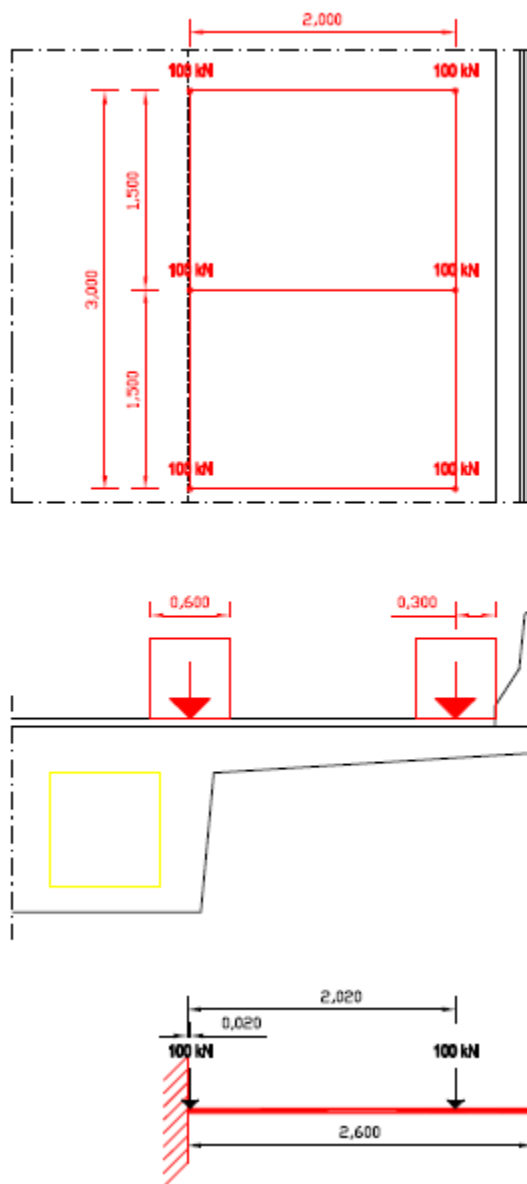


Figura 65 – Carregamento das consolas devido à acção do Veículo Tipo

De acordo com a localização de cada carga, o modelo estrutural linear da consola, utilizado na determinação dos esforços devidos ao Peso Próprio e à Restante Carga Permanente foi o seguinte:



Figura 66 – Modelo estrutural das consolas do tabuleiro – análise do Peso Próprio e Restantes Cargas Permanentes

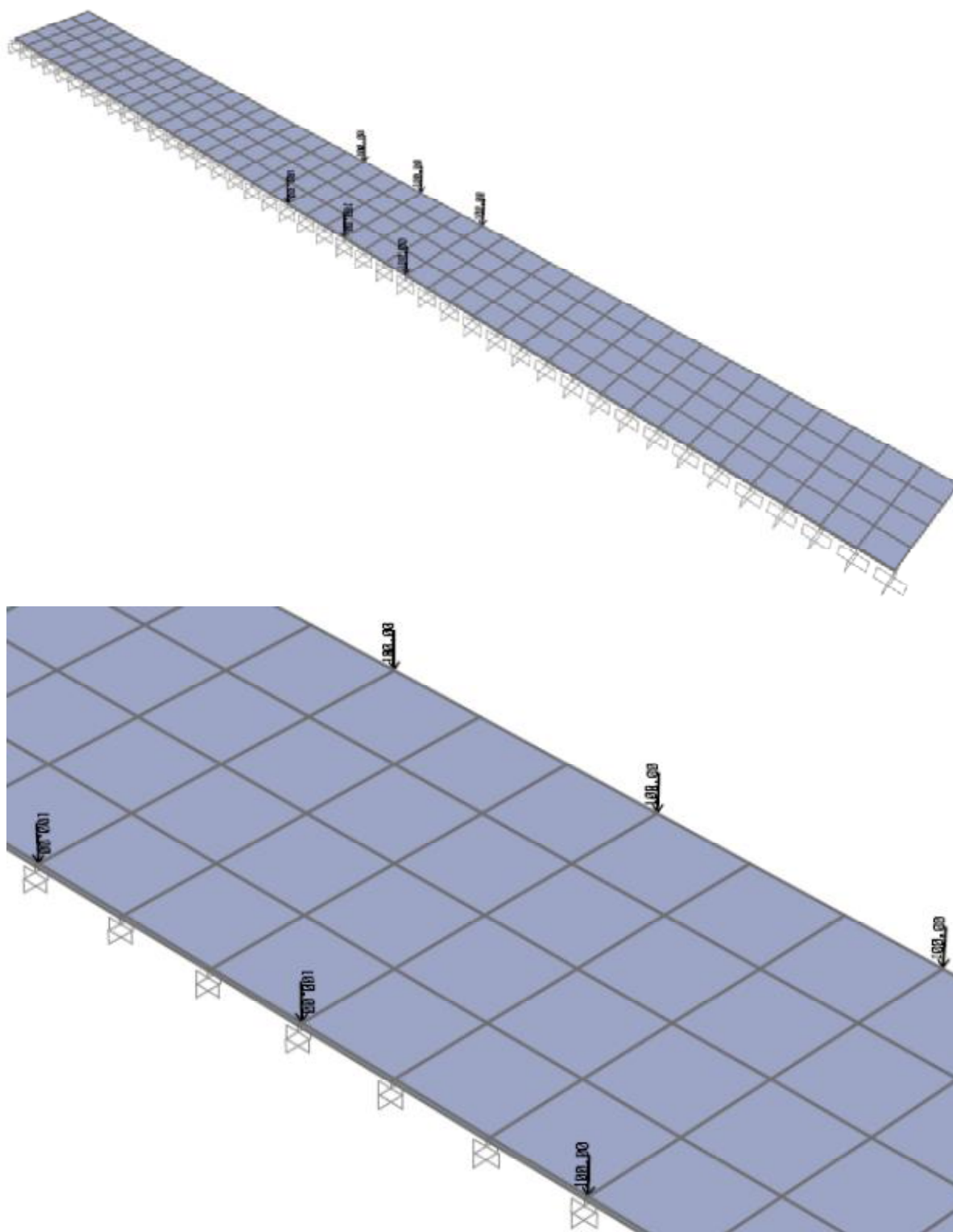


Figura 67 – Modelo estrutural (vista geral e pormenor) das consolas do tabuleiro – análise do Veículo Tipo

A verificação de segurança foi efectuada para os momentos flectores junto ao encastramento, onde os valores dos esforços assumem os seus valores máximos, garantindo-se que a secção armada da consola satisfaz a condição imposta pelo REBAP: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

A distribuição dos momentos devido ao veículo tipo é a que se pode observar na próxima figura. Verifica-se que o momento tem uma distribuição simétrica, como seria de esperar, e que está marcadamente localizado na zona onde o veículo está posicionado.

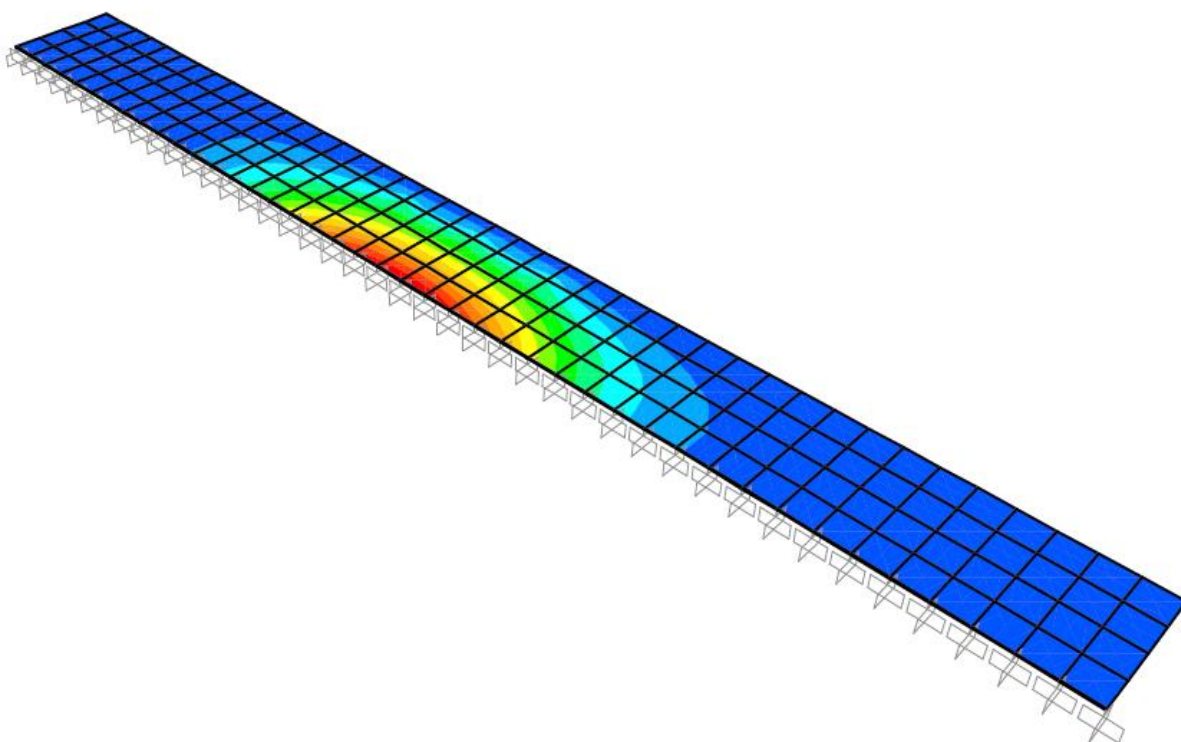


Figura 68 – Esquema da distribuição dos momentos, no comprimento da consola, devidos à acção do Veículo Tipo

No gráfico seguinte mostra o valor do momento flector nos apoios da superfície plana utilizada no modelo de cálculo, representando o momento no encastramento da consola na viga do tabuleiro. Pode verificar-se no gráfico a perfeita simetria na distribuição dos valores e o momento é mais significativo entre os 9 e os 12m correspondentes à localização do veículo. O valor identificado como média refere-se ao valor utilizado no cálculo como momento devido à acção do veículo tipo, que relativos à média dos valores entre os 9 e os 12m correspondentes ao posicionamento dos eixos do veículo.

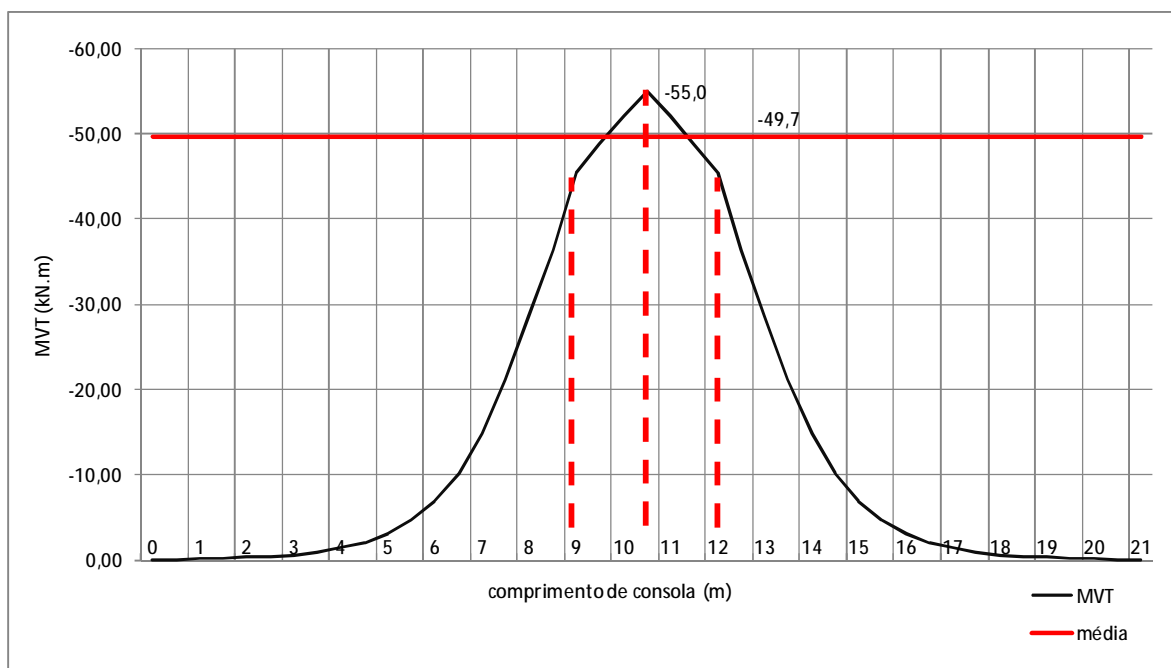


Figura 69 – Distribuição dos momentos, devidos à acção do Veículo Tipo, no encastramento da consola do tabuleiro

A média dos valores de momento flector no encastramento da consola, nos 3,00m de comprimento do veículo tipo, está calculada no quadro seguinte.

Quadro 34 – Cálculo da média do momento flector nas consolas devido ao Veículo Tipo

Eixo	9,5m	10m	Eixo	11m	11,5m	Eixo	Mvt _{méd} (kN.m)
-45,4	-48,8	-52,1	-55,0	-52,1	-48,8	-45,4	-49,7

O cálculo do momento actuante foi realizado pela aplicação da combinação fundamental de acções, com acção variável de base a sobrecarga devida ao veículo tipo, e resulta conforme se apresenta no próximo quadro.

Quadro 35 – Cálculo do momento flector actuante nas consolas

Acção		Esforço
Permanentes	PP	-21,5
	RCP	-11,9
Variáveis	VT	-49,7
Msd		-121,4

O cálculo do momento resistente foi realizado de forma simplificada tendo em conta o equilíbrio do sistema, tal como representado na figura.

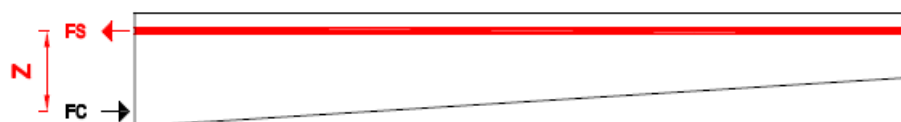


Figura 70 – Modelo simplificado para cálculo do momento resistente das consolas

Foi determinada a área mínima de armadura necessária na secção sabendo que a secção resiste ao momento actuante quando:

$$M_{Rd} = F_S \cdot z \therefore M_{Rd} \geq M_{Sd} \therefore F_S \geq \frac{M_{Sd}}{z} \therefore A_S = \frac{F_S}{f_{syd}} \quad (12)$$

Quadro 36 – Cálculo da armadura mínima das consolas

Recob.	e:	0,04 m
Diâm. armadura	Ø:	0,016 m
Espessura útil	d:	0,302 m
Braço	z:	0,272 m
$M_{rd} \geq M_{sd}$	$F_s \geq$	446,5 kN/m
Tensão aço	f_{syd} :	435 MPa
Área armadura	$A_s \geq$	0,001026 m ² /m 10,26 cm ² /m

Como armadura de flexão das consolas optou-se por instalar Ø16mm afastados de 0,15m, configurando uma área de aço de 13,40 cm²/m superior aos 10,26 exigidos pelo cálculo.

Relativamente à verificação da segurança relativamente ao esforço transversal e de acordo com o estabelecido no REBAP: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

Considerou-se como esforço actuante V_{sd} , aquele que resulta da combinação fundamental de acções com acção de base a sobrecarga rodoviária, tal como definido no RSA.

Para efeitos práticos, na análise do esforço transversal, foram retiradas as cargas equivalentes às rodas interiores em cada um dos três eixos, considerando que o carregamento dessas rodas, feito a apenas 0,02m dos apoios (portanto inferior a d/2), é transferido directamente para o apoio pela biela de betão comprimida, não gerando esforço transversal.

Na próxima figura pode verificar-se a distribuição geral do esforço transversal máximo no modelo de elementos planos utilizado para analisar a consola. Conforme seria de esperar verifica-se claramente que há uma concentração de esforços nos apoios na proximidade dos eixos do veículo tipo.

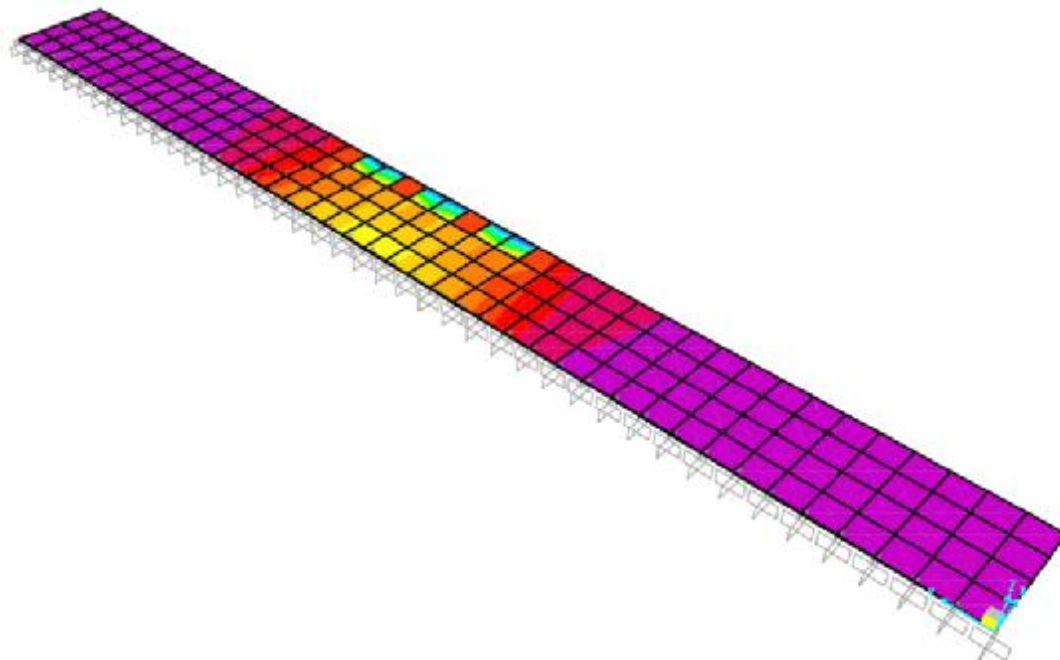


Figura 71 – Esquema da distribuição do esforço transversal máximo devido à acção do Veículo Tipo

No próximo gráfico observa-se o valor do esforço transversal nos apoios do modelo utilizado para simular a consola, o que representa o valor do esforço no encastramento da consola na viga do tabuleiro.

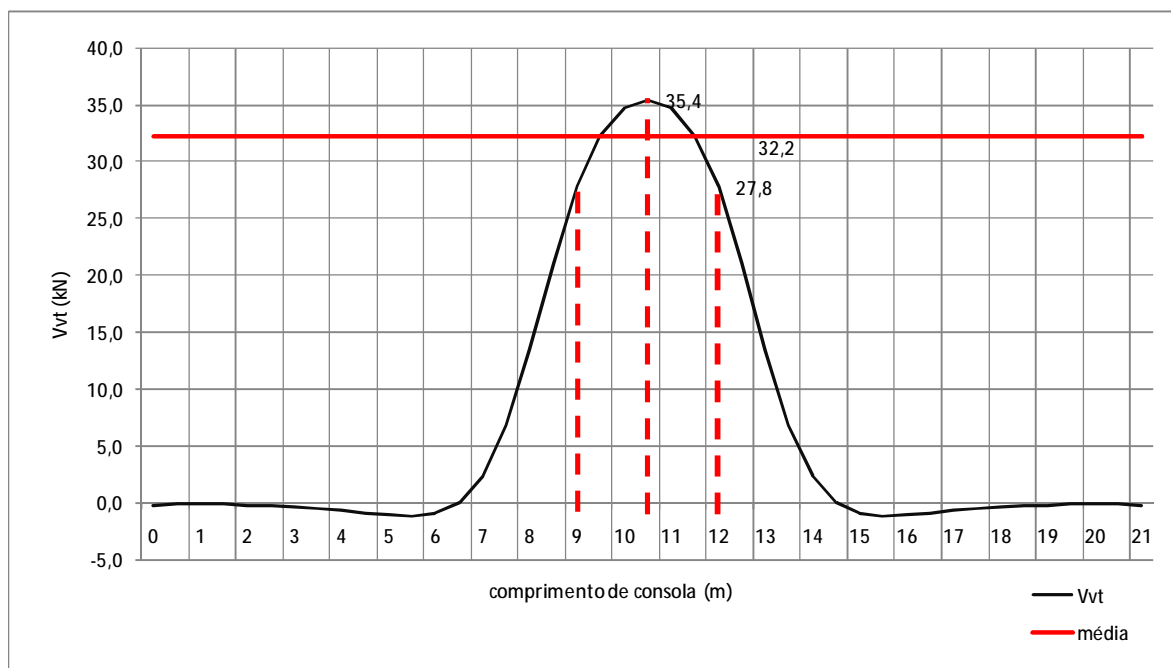


Figura 72 – Distribuição do esforço transversal, devido à acção do Veículo Tipo, no encastramento da consola do tabuleiro

Admitiu-se aplicar para a determinação do valor do esforço transversal devido à acção do veículo tipo o mesmo critério que se utilizou para o momento flector, o que se mostra justificável uma vez que a modelação da estrutura considera apoios discretos representando o encastramento da consola quando na realidade esse encastramento é contínuo. Entendeu-se, considerando a redistribuição de esforços da estrutura, que o valor do esforço transversal a considerar correspondesse à média dos valores obtidos nos apoios entre os 9 e os 12m relativos ao posicionamento dos eixos do veículo.

Quadro 37 – Cálculo da média do esforço transversal nas consolas devido ao Veículo Tipo

Eixo	9,5m	10,0m	Eixo	11,0m	11,5m	Eixo	$V_{vt_{med}}$ (kN)
27,8	32,4	34,7	35,4	34,7	32,4	27,8	32,2

Resulta da combinação da combinação fundamental de acções com acção variável de base a sobrecarga devida ao Veículo Tipo o valor do esforço transversal calculado no próximo quadro.

Quadro 38 – Cálculo do esforço transversal resultante da combinação de acções nas consolas

Acção		Esforço (kN)
Permanentes	PP	18,3
	RCP	6,6
Variáveis	VT	32,2
Vsd		82,8

De acordo com o REBAP o esforço transversal resistente de uma secção resulta da soma das contribuições do betão e das armaduras: $V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$.

No quadro seguinte faz-se a verificação da resistência ao esforço transversal da parcela relativa ao betão, tendo em consideração as regras estipuladas no REBAP para o caso das lajes.

Quadro 39 – Cálculo da resistência do betão da secção das consolas do tabuleiro ao esforço transversal

V_{sd}	162,1 kN/m
f_{syd}	435 MPa
B35	C35/45 MPa
Secção equivalente	
b	1 m
recob.	0,04 m
de	0,31 m
τ	1,92 MPa
τ_1	0,85 MPa
$0,6x(1,6 - de)$	0,774 (laje)
V_{cd}	203,9 kN/m

Constata-se que segurança ao esforço transversal é verificada apenas pela contribuição do betão, pelo que não será necessário armar especificamente a secção para esse efeito.

2.2.7. ANÁLISE DOS PILARES

Cada apoio de cada um dos tabuleiros da ponte é constituído por um único pilar que alberga dois aparelhos de apoio. Os pilares têm uma altura variável, de acordo com o desenvolvimento do terreno e da própria obra de arte, sendo de secção constante em toda a altura conforme ilustrado na figura seguinte.

Quadro 40 – Altura dos pilares

Pilar	Altura (m)
1	4,95
2	7,25
3	5,65
4	6,05
5	6,05
6	5,95
7	5,25

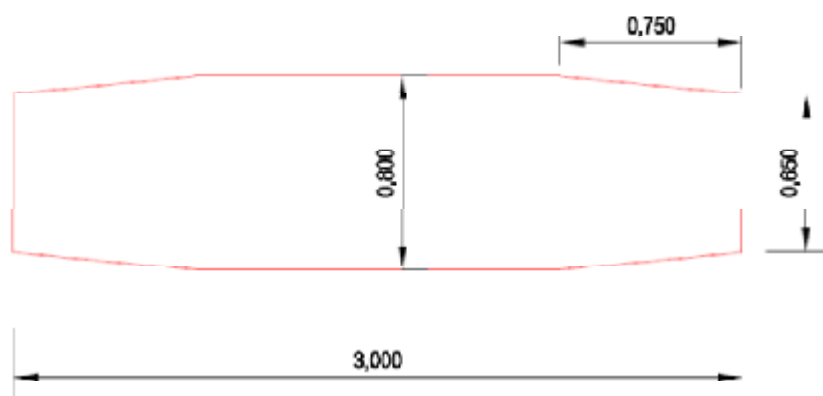


Figura 73 – Secção transversal dos pilares

2.2.7.1 TIPO DE LIGAÇÃO AO TABULEIRO

Os tabuleiros da ponte estão ligados a cada pilar através de 2 aparelhos apoios do tipo HDRB (*High Damping Rubber Bearing*) da ALGASISM® de elevado amortecimento sísmico.

O objectivo da introdução destes aparelhos foi obter um isolamento parcial de base, concentrando a dissipação de energia em pontos específicos e bem definidos. Os efeitos desta opção são genericamente as seguintes:

- Aumento da flexibilidade global da estrutura, aumentando o período ou, inversamente, diminuindo a frequência própria da estrutura;
- Elevada dissipação de energia nos apoios, devido ao elevado coeficiente de amortecimento característico dos HDRB.

Como se pode verificar no esquema seguinte, ambos os efeitos são susceptíveis de reduzir significativamente as forças introduzidas na estrutura.

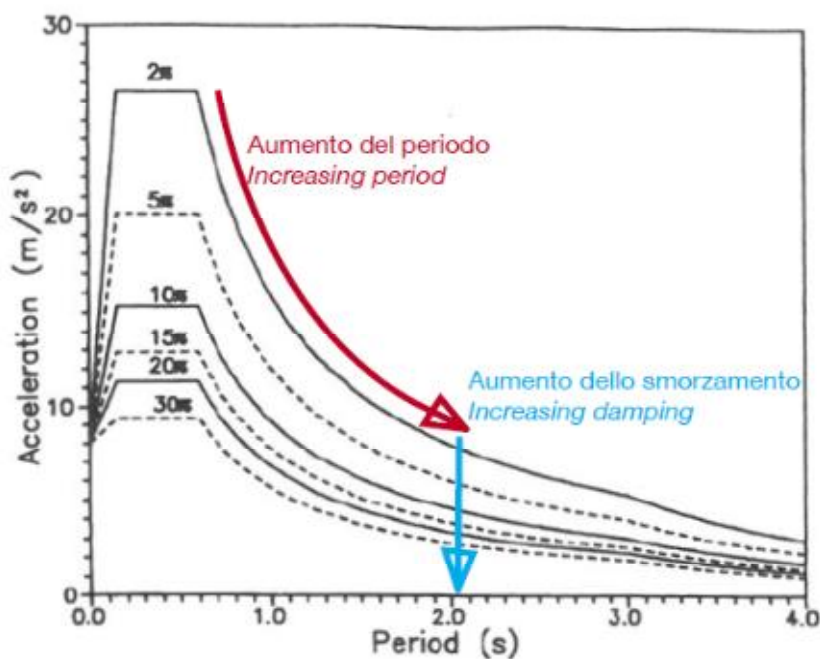


Figura 74 – Esquema de redução da força sísmica dos aparelhos tipo HDRB

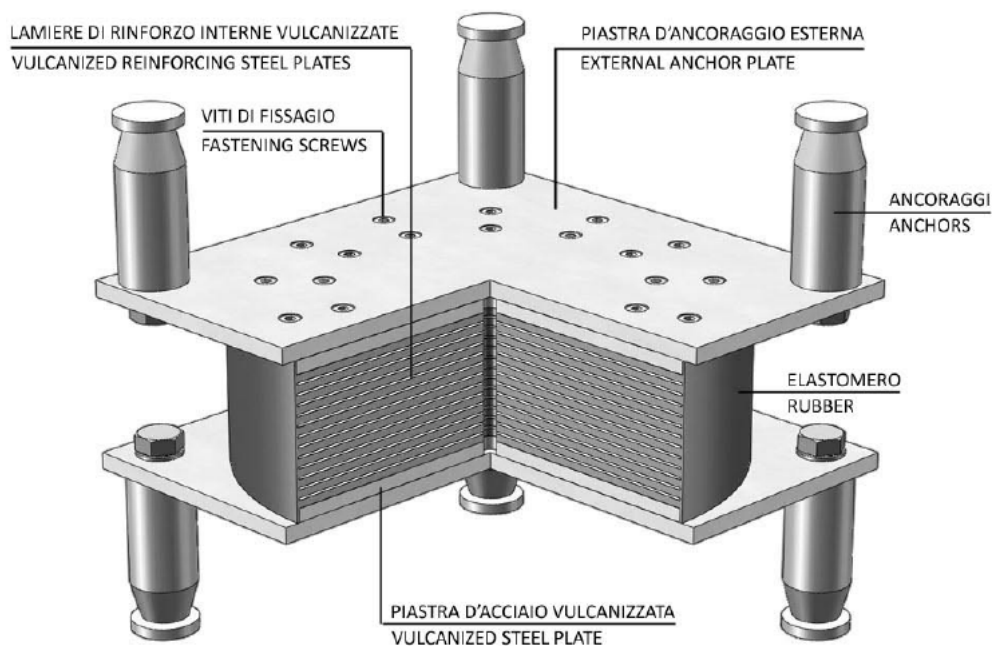


Figura 75 – Esquema tipo do aparelho de apoio HDRB

Os aparelhos foram seleccionados para a obra de acordo com o algoritmo de selecção fornecido pelo próprio fabricante conforme se resume a seguir.

1 – Caracterização sísmica do local de implantação da obra:

Quadro 41 – características sísmicas do local de implantação da obra

Localização:	Loures	
Zonas sísmicas:	Tipo 1	1.3
	Tipo 2	2.3
Acelerações a_{gR} (m/s^2)	Tipo 1	1,5
	Tipo 2	1,7
Solo tipo:	B	

2 – Selecção do valor pretendido para o período próprio da estrutura:

Quadro 42 – Período próprio (hipotético) da estrutura

T =	2,5 s
-----	-------

3 – Determinação da massa sísmica total da estrutura:

Quadro 43 – Massa sísmica total da estrutura

	kN/m	m	kN
PP	165,61	181,4	30.041,7
	215,88	49,6	10.707,6
RCP	27,13	231	6.267,0
Total			47.016,3
			Ton
		M =	4.797,6

4 – Cálculo da rigidez global K_r do sistema isolado:

$$K_r = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T^2} \quad (13)$$

Quadro 44 – Rigidez global do sistema isolado

$K_r =$	30.304,2 kN/m
---------	---------------

5 – Determinação da rigidez necessária em cada aparelho de apoio:

Quadro 45 – Rigidez necessária em cada aparelho de apoio

Nº pilares	Ap. / pilar	Nº Ap. apoio
7	2	14
		2.164,6 kN/m
$K_{ap} =$		2,17 kN/mm

6 – Cálculo do deslocamento máximo nos aparelhos:

$$S_{\max} = a_g \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 \quad (14)$$

Quadro 46 – Deslocamento máximo dos aparelhos de apoio

S =	0,269 m
	269 mm

7 – Determinação da carga vertical aplicada em cada aparelho de apoio:

Quadro 47 – Carga vertical aplicada em cada aparelho de apoio

Nº Ap. Apoio	14
P =	47.016,3 kN
K _{ap} =	3.358,3 kN

8 – Selecção dos aparelhos de apoio:

Tendo em conta a rigidez, o deslocamento máximo e a carga vertical aplicada em cada aparelho de apoio o aparelho de apoio seleccionado foi o HDH D 550 B 600 Z 445 H 293 indicado na próxima figura.

9 – Introdução das características das ligações do aparelho de apoio seleccionado no modelo e verificar:

- § Período da estrutura;
- § Deslocamentos máximos;
- § Se o aparelho não verificar refaz-se a selecção voltando ao ponto 1.

Legenda		Legend	
t_e	Spessore elastomero	t_e	Thickness of the elastomer
H	Altezza totale isolatore	H	Overall height of the isolator
D	Diametro elastomero	D	Diameter of the elastomer
B	Dimensione d'ingombro dell'isolatore (nelle due direzioni)	B	Overall dimensions (space requirement) of the isolator (in two directions)
Z	Interasse degli ancoraggi (nelle due direzioni)	Z	Distance between centers of anchorages (in two directions)
S_{max}	Spostamento di progetto	S_{max}	Design displacement
V_{max}	Carico verticale massimo allo SLU con spostamento nullo	V_{max}	Max vertical load at ULS (Ultimate Limit State) with zero displacement
V_{sism}	Carico verticale in condizione sismica	V_{sism}	Vertical load under seismic conditions
K_r	Rigidezza orizzontale	K_r	Horizontal stiffness
K_v	Rigidezza verticale dinamica	K_v	Vertical dynamic stiffness
η	Smorzamento viscoso della gomma	η	Viscous damping of the rubber

HDS miscela morbida con modulo elastico $G=0,4$ MPa (High Damping Soft)

HDS soft mix, having modulus of elasticity $G=0,4$ MPa (High Damping Soft)

HDN miscela normale con modulo elastico $G=0,8$ MPa (High Damping Normal)

HDN normal mix, having modulus of elasticity $G=0,8$ MPa (High Damping Normal)

HDH miscela dura con modulo elastico $G=1,4$ MPa (High Damping Hard)

HDH hard mix, having modulus of elasticity $G=1,4$ MPa (High Damping Hard)

D 550 B 600 Z 445 (page / second part)

Geometrical DATA		Technical DATA														
		HDS $\xi = 10\% - G = 0,4$ MPa					HDN $\xi = 10\% - G = 0,8$ MPa					HDH $\xi = 16\% - G = 1,4$ MPa				
t_e	H	S_{max}	V_{max}	V_{sism}	K_r	K_v	S_{max}	V_{max}	V_{sism}	K_r	K_v	S_{max}	V_{max}	V_{sism}	K_r	K_v
[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]
121	271	250	2850	1550	0,79	991	250	5700	3150	1,57	1753	250	9950	5550	2,75	2613
132	277	270	2550	1350	0,72	908	270	5150	2750	1,44	1607	270	8900	4800	2,63	2466
143	293	290	2300	1200	0,66	839	290	4650	2400	1,33	1483	290	8200	4200	2,33	2211
154	309	310	2150	1050	0,62	779	310	4300	2100	1,23	1377	310	7500	3700	2,16	2053
165	311	330	1950	900	0,58	727	330	3950	1850	1,15	1265	330	6900	3250	2,02	1917
176	326	360	1800	750	0,54	681	360	3600	1550	1,08	1205	360	6350	2750	1,89	1797

Figura 76 – Características técnicas dos aparelhos de apoio seleccionados

Os aparelhos de apoio são colocados nos pilares, assentes em plintos de 0,03m de altura nos pilares, apenas para garantir o nivelamento. Os aparelhos serão colocados simetricamente nos pilares a 0,90m de distância do eixo do mesmo. O afastamento mínimo entre tabuleiro e pilar será de 0,35m.

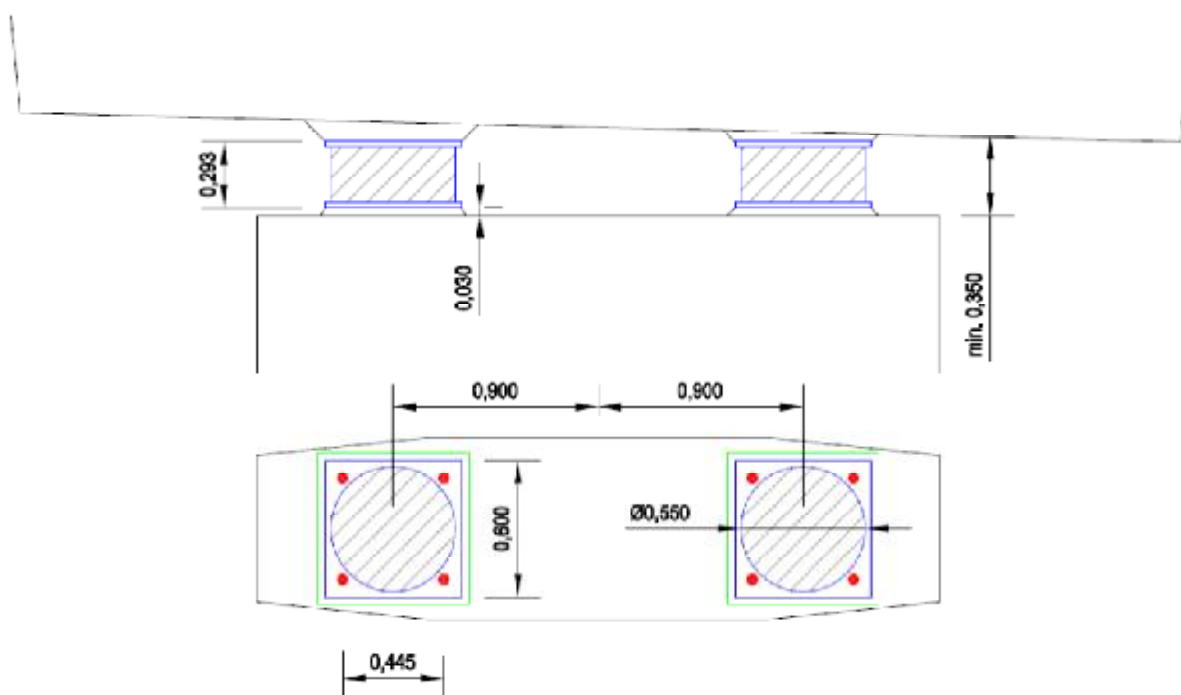


Figura 77 – Esquema da instalação dos aparelhos de apoio

2.2.7.2 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

O modelo de cálculo utilizado foi um modelo linear simples admitindo-se que o tabuleiro tem o comportamento de uma viga contínua. As propriedades em cada troço da viga são as das respectivas secções do tabuleiro, conforme sejam vazadas ou maciças. Os pilares foram definidos com as suas propriedades geométricas reais.

Às ligações entre pilares e o tabuleiro foram dadas as características dos apoios HDRB seleccionados para a obra, nomeadamente a rigidez horizontal e a rigidez vertical. Como a cada ligação estão associados dois aparelhos de apoio, os valores da rigidez atribuídos no programa de cálculo correspondem ao dobro da rigidez de cálculo mencionadas nas fichas técnicas dos aparelhos de apoio.

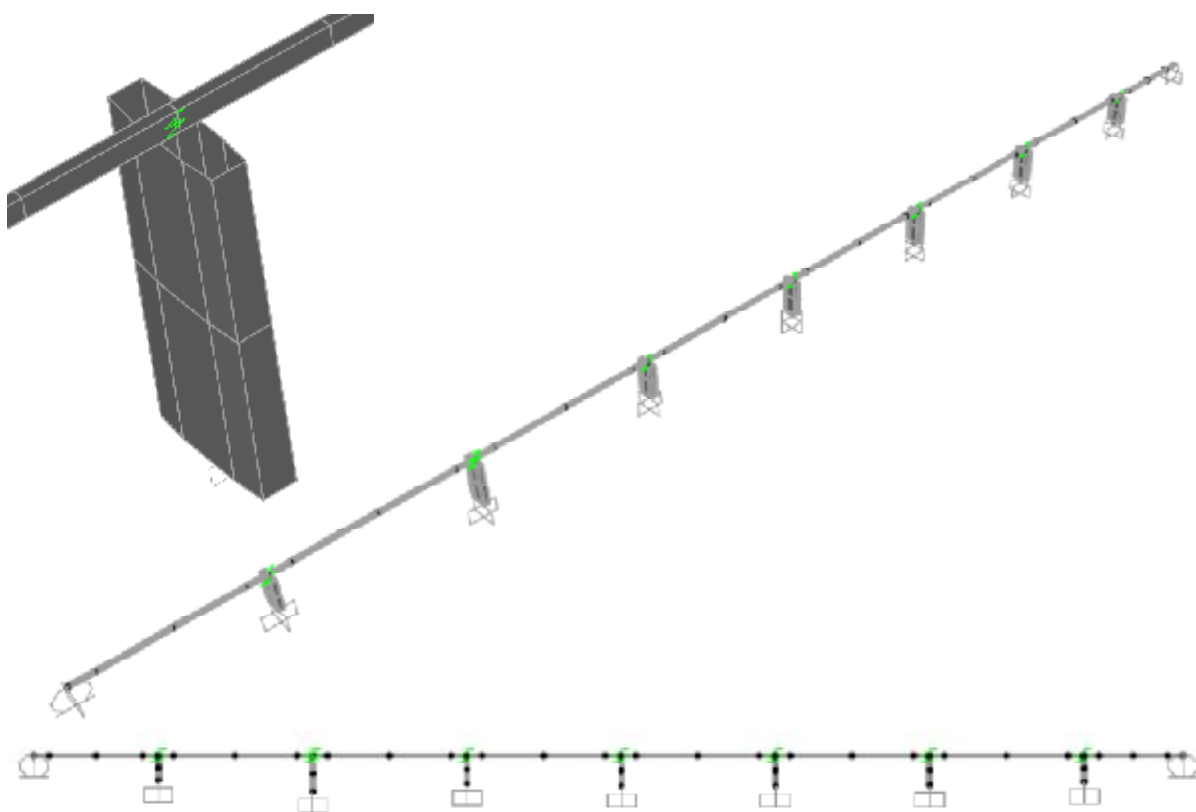


Figura 78 – Modelo estrutural utilizado no dimensionamento dos pilares

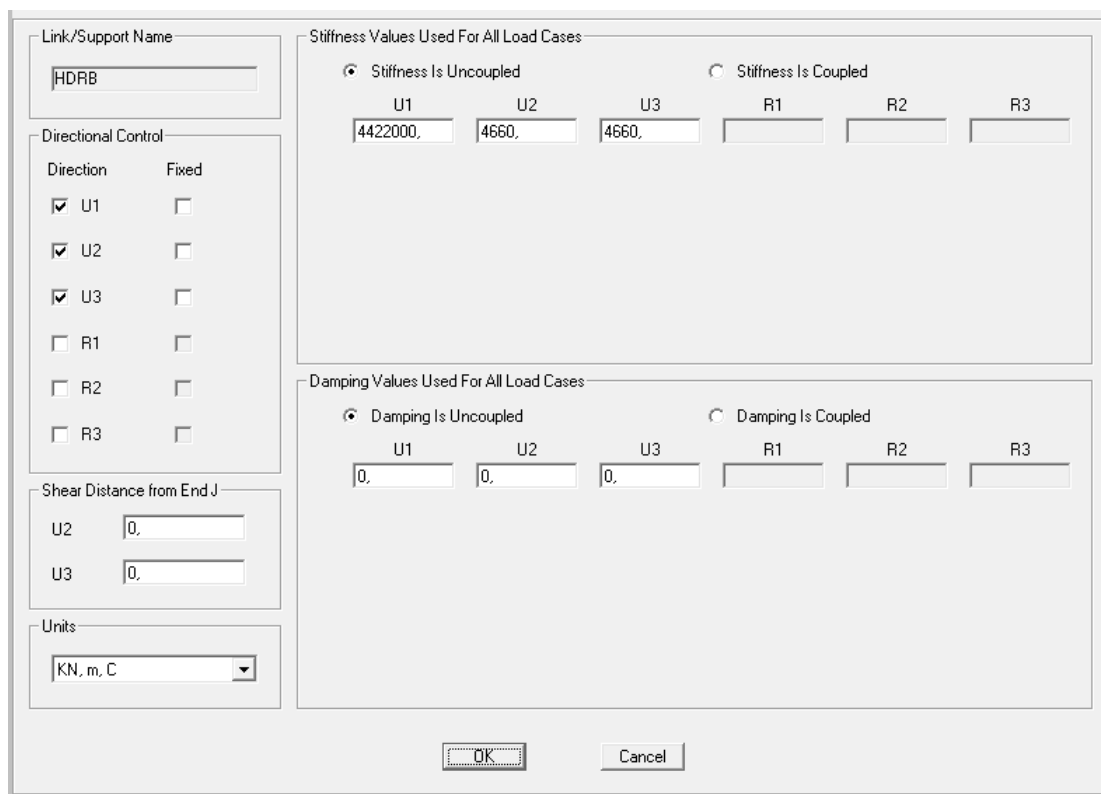


Figura 79 – Configuração da ligação entre pilares e tabuleiro (simulação dos aparelhos de apoio)

2.2.7.3 ANÁLISE SÍSMICA

A análise sísmica foi realizada de acordo com o preconizado no RSA, considerando os dois tipos de sismo e tendo em atenção o local de implantação da obra e o tipo de terreno onde a mesma se desenvolve. Foi igualmente considerado o coeficiente de amortecimento sísmico (ζ) de 16% conferido pelos aparelhos de apoio HDRB seleccionados, “corrigindo” os espectros de resposta do referido regulamento para esse amortecimento, a partir das curvas do coeficiente sísmico de 5%, pela fórmula:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 16}} = 0,690 \quad (15)$$

Para os dois tipos de sismo previstos no RSA os espectros de resposta obtidos foram os seguintes:

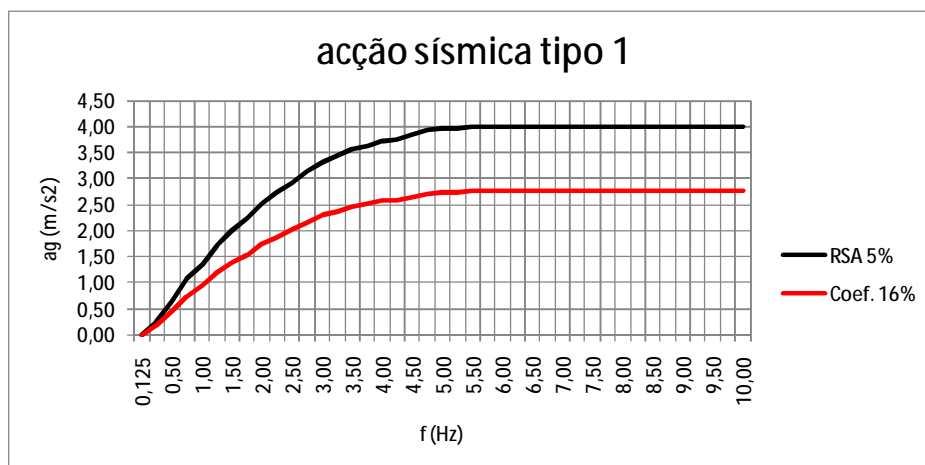


Figura 80 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo 1 (Zona A; Terreno II)

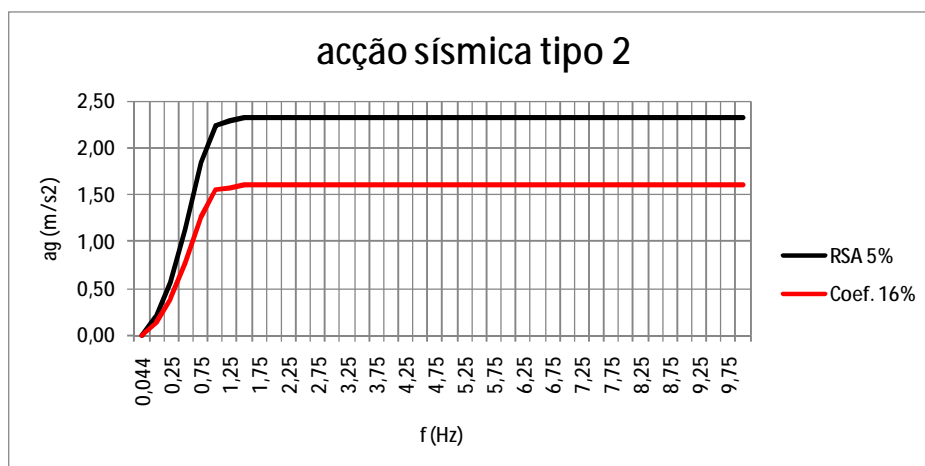


Figura 81 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo 2 (Zona A; Terreno II)

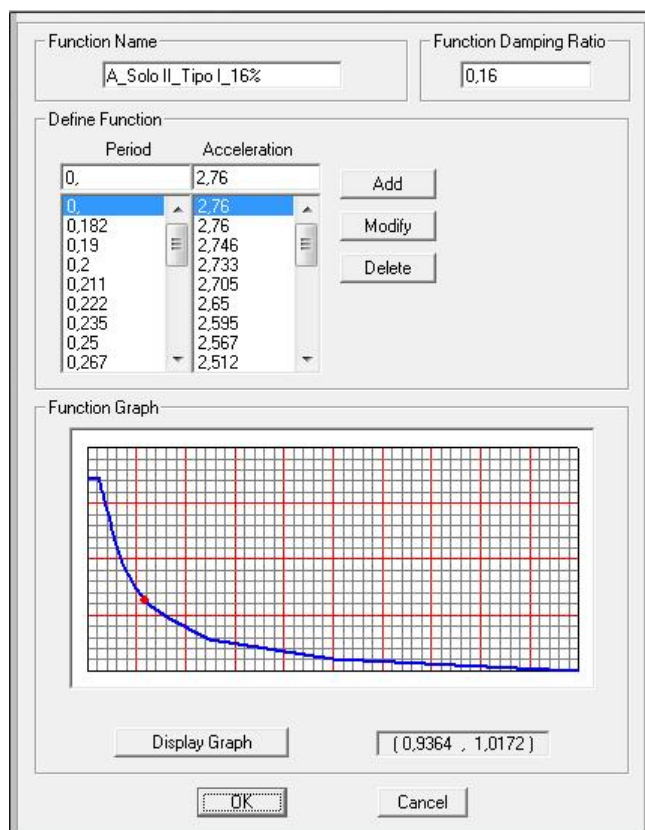


Figura 82 – Configuração ($T - a_g$) do espectro de resposta do sismo tipo 1 no programa de cálculo

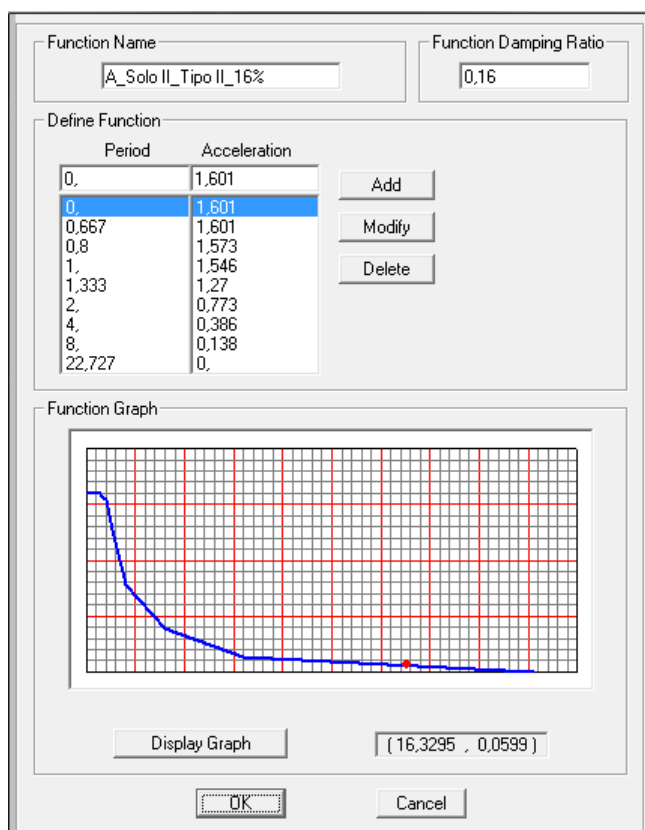


Figura 83 – Configuração ($T - a_g$) do espectro de resposta do sismo tipo 2 no programa de cálculo

Realizou-se a análise da resposta dinâmica da acção sísmica através da sobreposição modal de 30 modos de vibração diferentes, tendo-se utilizado a regra de combinação CQC (Combinação Quadrática Completa), uma vez que a mesma, pela correlação que garante entre os diversos modos de vibração, apresenta resultados fiáveis quando os diferentes modos de vibração têm frequências próximas. Na resposta vertical considerou-se uma potência sísmica reduzida de 0,7 relativamente aos espectros dos sismos tipo 1 e tipo 2.

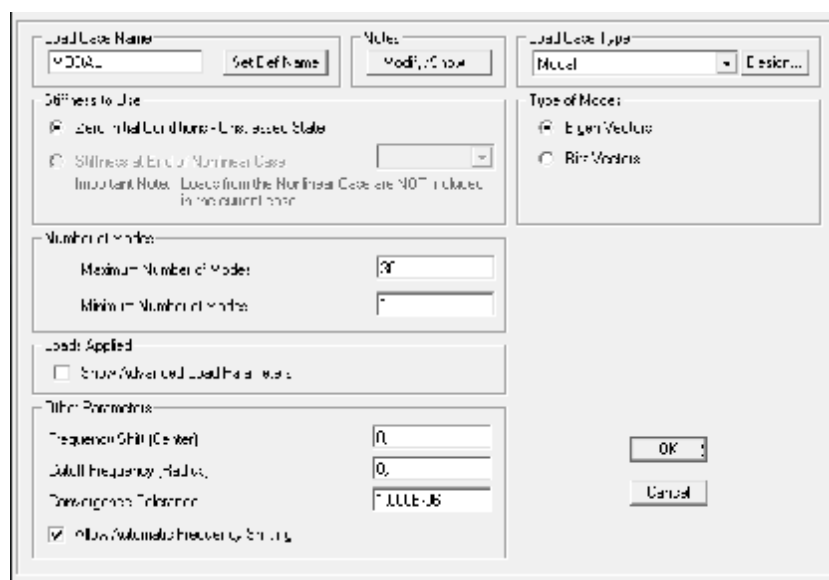


Figura 84 – Configuração da análise modal no programa de cálculo

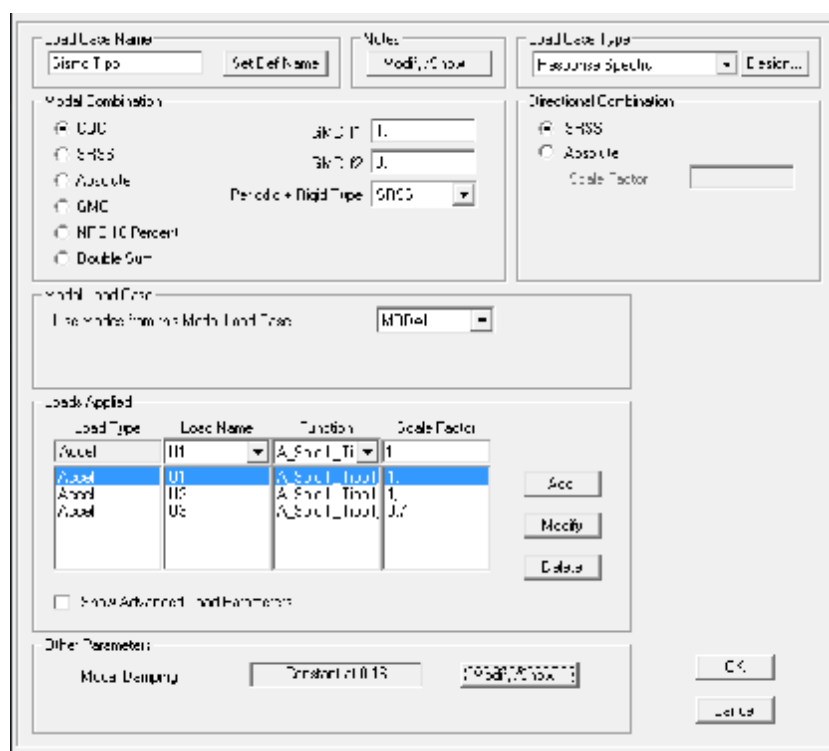


Figura 85 – Configuração da análise para a acção sísmica tipo 1 no programa de cálculo

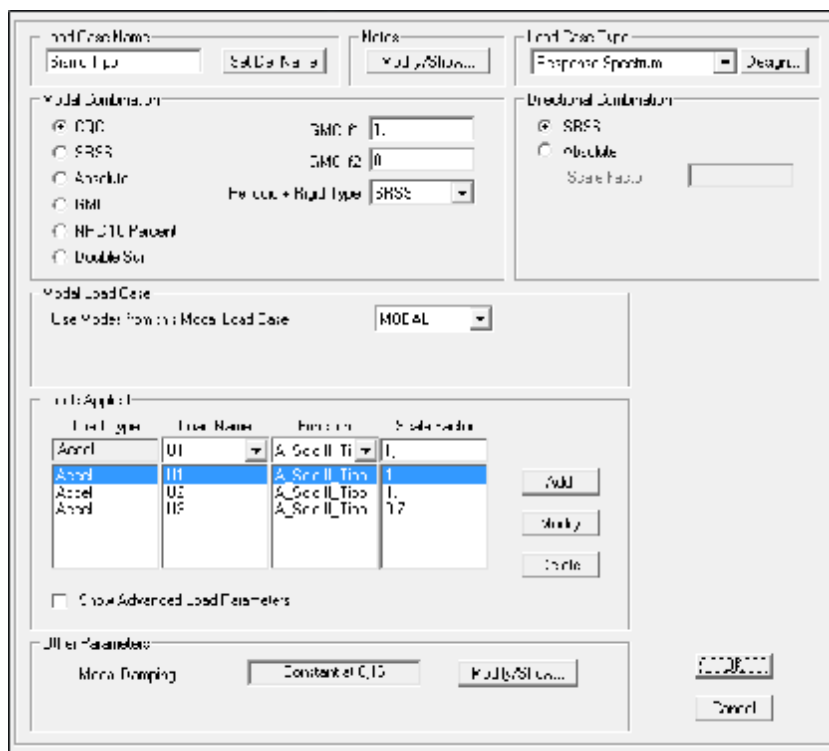


Figura 86 – Configuração da análise para a acção sísmica tipo 2 no programa de cálculo

A seguir mostram-se os principais modos de vibração, responsáveis por grande parte da participação modal acumulada para cada direcção, conforme demonstra o quadro depois das figuras.



Figura 87 – (Plano XZ) – Modo de vibração 1: participação modal de 96,3% na direcção X



Figura 88 – (Plano XY) – Modos de vibração 2 e 4: participação modal conjunta de 80,0% na direcção Y

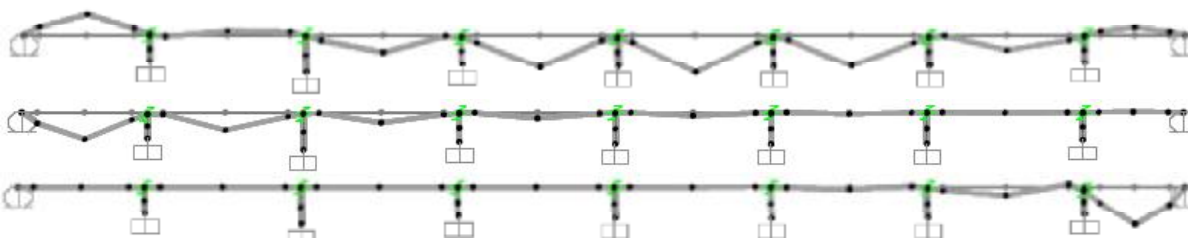


Figura 89 – (Plano XZ) – Modos de vibração 11, 12 e 15: participação modal conjunta de 59,1% na direcção Z

Quadro 48 – Períodos, frequências e factores de participação modal da massa da estrutura

Modo	T (s)	f (Hz)	Direcção X		Direcção Y		Direcção Z	
			U _x	ΣU _x	U _y	ΣU _y	U _z	ΣU _z
1	2,4193	0,4133	0,963	0,963	0,000	0,000	0,000	0,000
2	1,5050	0,6644	0,000	0,963	0,670	0,670	0,000	0,000
3	0,7038	1,4209	0,000	0,963	0,000	0,670	0,000	0,000
4	0,3762	2,6584	0,000	0,963	0,130	0,800	0,000	0,000
5	0,3619	2,7633	0,000	0,963	0,000	0,800	0,000	0,000
6	0,3235	3,0908	0,000	0,963	0,000	0,800	0,001	0,001
7	0,2806	3,5638	0,000	0,963	0,000	0,800	0,001	0,001
8	0,2431	4,1129	0,000	0,963	0,000	0,800	0,008	0,009
9	0,2322	4,3060	0,000	0,963	0,000	0,800	0,000	0,009
10	0,2142	4,6682	0,000	0,963	0,000	0,800	0,003	0,012
11	0,1948	5,1338	0,000	0,963	0,000	0,800	0,192	0,204
12	0,1798	5,5622	0,000	0,963	0,000	0,800	0,280	0,484
13	0,1582	6,3201	0,000	0,963	0,055	0,855	0,000	0,484
14	0,1403	7,1273	0,000	0,963	0,000	0,855	0,000	0,484
15	0,1315	7,6053	0,000	0,963	0,000	0,855	0,108	0,591
16	0,1190	8,4039	0,004	0,968	0,000	0,855	0,000	0,591
17	0,1158	8,6343	0,000	0,968	0,000	0,855	0,000	0,591
18	0,0938	10,6590	0,000	0,968	0,029	0,884	0,000	0,591
19	0,0855	11,6920	0,007	0,974	0,000	0,884	0,000	0,591
20	0,0855	11,6930	0,001	0,976	0,000	0,884	0,000	0,591
21	0,0829	12,0610	0,004	0,979	0,000	0,884	0,000	0,591
22	0,0753	13,2860	0,004	0,983	0,000	0,884	0,000	0,591
23	0,0705	14,1870	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,591
24	0,0699	14,2980	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,591
25	0,0696	14,3770	0,000	0,983	0,000	0,884	0,004	0,595
26	0,0689	14,5210	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,595
27	0,0685	14,6020	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,595
28	0,0679	14,7310	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,596
29	0,0672	14,8820	0,000	0,983	0,000	0,884	0,007	0,603
30	0,0666	15,0060	0,000	0,983	0,000	0,884	0,000	0,603

Os deslocamentos máximos (não majorados) devidos ao sismo são os que constam do quadro seguinte.

Quadro 49 – Deslocamentos (não majorados) devidos à acção sísmica

		DESLOCAMENTOS (m)								
		E1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	E2
TOTAL	U1 [X]	0,1446	0,1145	0,1145	0,1145	0,1145	0,1145	0,1145	0,1145	0,1145
	U2 [Y]	0	0,0171	0,0635	0,1063	0,1214	0,1007	0,0553	0,0114	0
	U3 [Z]	0	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0
PILAR	U1 [X]	-	0,0070	0,0194	0,0101	0,0121	0,0121	0,0116	0,0082	-
	U2 [Y]	-	0,00008	0,0008	0,0007	0,0009	0,0008	0,0004	0,00006	-
	U3 [Z]	-	0,00005	0,00006	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00004	-

Pode verificar-se o elevado amortecimento assegurado pelos aparelhos de apoio do tipo HDRB. Na verdade, grande parte dos deslocamentos – sempre mais do que 83% – é absorvida pelos aparelhos de apoio, conferindo um elevado grau de isolamento à estrutura.

O efeito de isolamento conferido pelos aparelhos de apoio é particularmente evidente na direcção transversal da obra, conforme está bem patente no próximo quadro, dada a elevada inércia dos pilares nessa direcção.

Quadro 50 – Deslocamentos absorvidos pelos aparelhos de apoio

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
δ_x (m)	0,1075	0,0951	0,1044	0,1024	0,1024	0,1029	0,1063
δ_x (%)	93,9%	83,1%	91,2%	89,4%	89,4%	89,9%	92,8%
δ_y (m)	0,01702	0,0627	0,1056	0,1205	0,0999	0,0549	0,01134
δ_y (%)	99,5%	98,7%	99,3%	99,3%	99,2%	99,3%	99,5%

Os esforços máximos (não majorados), devidos à acção sísmica, obtidos na base dos pilares são os que se apresentam no próximo quadro.

Quadro 51 – Esforços (não majorados), devidos à acção sísmica, na base dos pilares

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
M_y (kn.m)	3.321,9	4.358,7	3.686,2	3.875,6	3.875,4	3.829,3	3.480,1
M_x (kN.m)	412,3	2.193,4	2.904,2	3.537,4	2.933,2	1.586,7	290,4
F_x (kN)	639,0	582,4	625,5	616,0	616,0	618,4	632,9
F_y (kN)	79,3	292,5	492,3	561,6	465,6	255,9	52,8

Para efeitos meramente comparativos apresentam-se os esforços na base dos pilares, para uma situação de obra não isolada com aparelhos HDRB, numa configuração habitual de pilares extremos possuindo aparelhos de apoio monodireccionais – com movimento livre na direcção principal – e restantes pilares encastrados; e considerando ainda que o coeficiente de amortecimento sísmico seria de apenas 5% de uma estrutura corrente e não os 16% permitidos pelo amortecimento dos aparelhos de apoio.

Quadro 52 – Esforços (não majorados), devidos à acção sísmica, na base dos pilares para situação de obra não isolada

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
M_y (kn.m)	-	5.820,3	8.976,7	7.943,7	8.014,3	7.981,4	-
M_x (kN.m)	7.798,0	14.390,9	17.626,1	15.392,3	15.919,5	11.727,8	4.198,9
F_x (kN)	-	1.502,4	2.927,8	2.444,8	2.478,7	2.442,6	-
F_y (kN)	1.511,6	2.033,2	3.033,8	2.470,3	2.614,4	1.950,3	773,9

Conforme se pode verificar, se a obra não fosse isolada, os momentos flectores no sentido longitudinal seriam cerca do triplo dos momentos obtidos na estrutura isolada e na mesma direcção o esforço transversal seria cinco vezes superior. Já na direcção transversal o momento flector e o esforço transversal chegariam a ser oito(!) vezes superiores na estrutura não isolada quando comparados com a estrutura dotada de aparelhos de apoio de elevado amortecimento.

Neste contexto mostra-se totalmente justificada, técnica e economicamente, a opção pelo isolamento sísmico da obra através dos aparelhos de apoio HDRB.

2.2.7.4 ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO – RETRACÇÃO E FLUÊNCIA

Numa obra linear deste tipo, com um comprimento total entre juntas de dilatação de 231m, os esforços provocados nos pilares, pelos deslocamentos impostos devidos à retracção e à fluência, podem ser muito significativos, sobretudo nos pilares mais afastados do ponto de deslocamento nulo. Tendo isso em consideração importa calcular com o maior rigor possível os deslocamentos impostos pelos referidos efeitos diferidos do betão.

Seguindo o preconizado no Anexo I do REBAP, foram calculadas as extensões devidas tanto à retracção como à fluência, fazendo equivaler essas extensões a variações uniformes de temperatura, conforme se demonstra.

FLUÊNCIA:

Quadro 53 – Cálculo da variação de temperatura equivalente aos efeitos diferidos da Fluência

Tensão constante aplicada na idade t_0

Nº cabos	P_0 (kN/cabo)	A_c (m ²)	σ_{c, t_0} (MPa)
5	3961,5	6,433	3,079

Módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias

$E_{c, 28}$ (GPa)	$E'_{c, 28}$ (GPa)
33,5	41,875

Função $\beta_a(t_0)$

Idade PE (d)	Coef. Endur.	f_{c, t_∞} (MPa)	f_{c, t_0} (MPa)	β_{a, t_0}
3	0,4	23,333	9,333	0,480

Coeficiente de elasticidade diferida φ_d

φ_d
0,4

Função $\beta_d(t - t_0)$

Idade (dias)	$\beta_d(t - t_0)$
10000	1,000

Coeficiente de plasticidade diferida φ_f

HRA 70%	Consistência	φ_{f1}	h_0 (cm)	φ_{f2}	φ_f
2,0	25%	2,5	85,67	1,241	3,102

Função $\beta_f(t)$

Idade (dias)	$\beta_f(t)$
10.000	1,000

Coeficiente de fluência $\varphi_c(t, t_0)$

$\varphi_c(t, t_0)$
3,982

Extensão devida à fluência $\epsilon_{cc}(t, t_0)$

ϵ_{cc}	ΔT (°C)
-0,00029	-29,3

RETRACÇÃO:

Quadro 54 – Cálculo da variação de temperatura equivalente aos efeitos diferidos da Retracção

Extensão ϵ_{cs1}

HRA 70%	Consistência	ϵ_{cs1}
-3,20E-04	25%	-0,0004

Coeficiente η

λ	$A_c (m^2)$	$u (m)$	$h_0 (cm)$	η
1,5	6,433	22,528	85,67	0,746

Valor de referência ϵ_{cs0}

ϵ_{cs0}
-0,00030

Função $\beta_s(t)$

Idade (dias)	$\beta_s(t)$
10.000	1,000

Extensão devida à retracção $\epsilon_{cs} (t_1 , t_0)$

ϵ_{cs}	$\Delta T (^{\circ}C)$
-0,0003	-29,9

Pelo que se verifica nos quadros anteriores a fluência e a retracção provocam extensões muito semelhantes no betão. O valor que vai ser utilizado para o cálculo dos deslocamentos nos vários pontos da estrutura, importantes para determinar não só os esforços mas também as deslocções em cada aparelho de apoio e nas juntas de dilatação, é o valor da variação uniforme de temperatura equivalente resultante da soma dos dois efeitos diferidos.

Quadro 55 – Cálculo da variação de temperatura equivalente aos efeitos diferidos conjuntos da Fluência e da Retracção

$\epsilon_{cc, cs}$	$\Delta T (^{\circ}C)$
-0,00059	-59,1

Os valores dos momentos devidos aos efeitos diferidos são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 56 – Esforços (não majorados), devidos à acção da Fluência e da Retracção, na base dos pilares

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
$M_y (kN.m)$	-1.807,6	-1.519,8	-667,1	-10,0	676,7	1.350,1	1.868,5
$F_x (kN)$	-347,6	-202,6	-113,1	-1,6	107,4	217,8	339,7

2.2.7.5 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para o dimensionamento dos pilares, tal como definido no RSA, para determinação dos esforços actuantes consideraram-se as combinações fundamentais dos esforços individuais derivados das seguintes acções:

- § Peso Próprio,
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Retracção
- § Fluência
- § Sobrecarga Uniforme e Linear na faixa de rodagem
- § Sobrecarga Uniforme no passeio
- § Variação Diferencial de Temperatura
- § Variação Uniforme da Temperatura
- § Sismo

A verificação de segurança foi efectuada para os momentos flectores em ambas as direcções (longitudinal e transversal), junto à base dos pilares, onde os valores dos esforços assumem os seus valores máximos, obrigando-se a secção armada do pilar a satisfazer a seguinte condição: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

Na determinação do momento resistente utilizou-se o programa de cálculo RESPONSE 2000®, que relaciona o valor do momento resistente da secção armada com o valor da força axial a que está sujeito.

Os pilares consideraram-se armados conforme mostrado nas figuras seguintes.

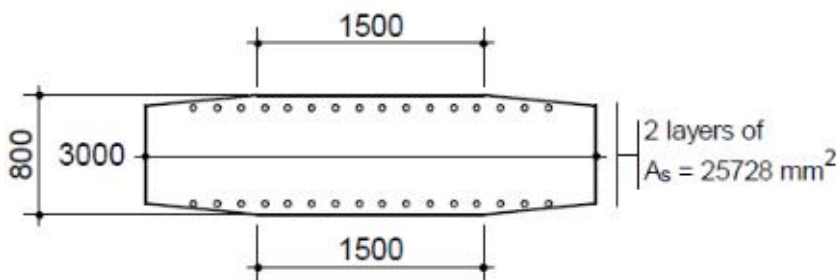


Figura 90 – Esquematisação da armadura dos pilares para as forças longitudinais

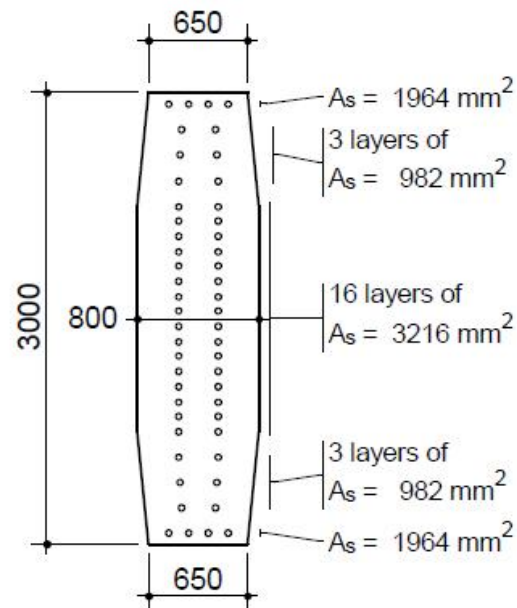


Figura 91 – Esquematização da armadura considerada na análise transversal do pilar

O resultado da verificação da segurança relativamente ao momento flector longitudinal é apresentado no gráfico seguinte.

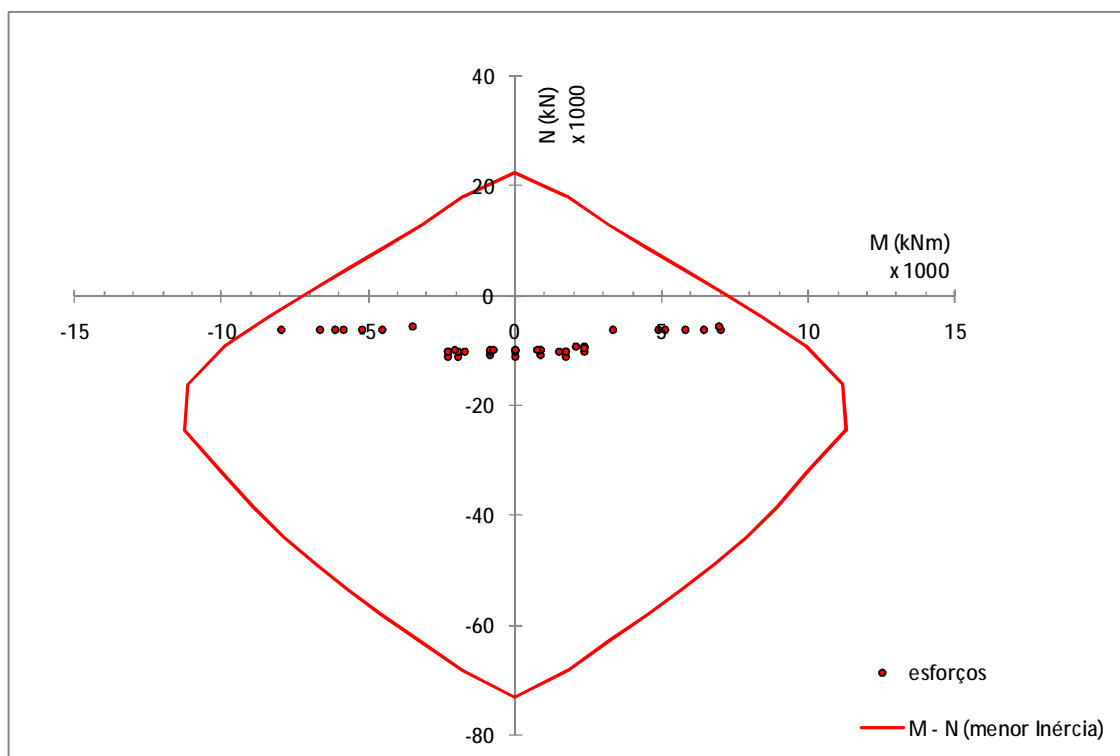


Figura 92 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector dos pilares na direcção longitudinal

Pode constatar-se que a segurança está verificada para a direcção longitudinal, uma vez que todas as combinações momento / esforço axial actuantes estão dentro dos limites definidos pela linha de resistência calculada.

Na verdade a combinação mais desfavorável resulta no pilar P2 para a combinação que tem como acção base o sismo:

Quadro 57 – Combinação de esforços mais desfavorável na análise longitudinal dos pilares

Msd (kNm)	Nsd (kN)
-7.943,9	-6.240,2

Para uma carga axial igual à actuante, a secção do pilar resiste a um momento de 9.079kN.m, portanto cerca de 14% superior ao valor do esforço actuante de cálculo, verificando a segurança.

Relativamente à verificação de segurança relativamente ao momento flector na direcção transversal dos pilares, a segurança é largamente verificada, conforme se constata no gráfico seguinte. O “excesso” de resistência deve-se à inércia elevada da secção na direcção transversal e também à resistência conferida pelas armaduras dispostas no pilar para resistir ao momento longitudinal.

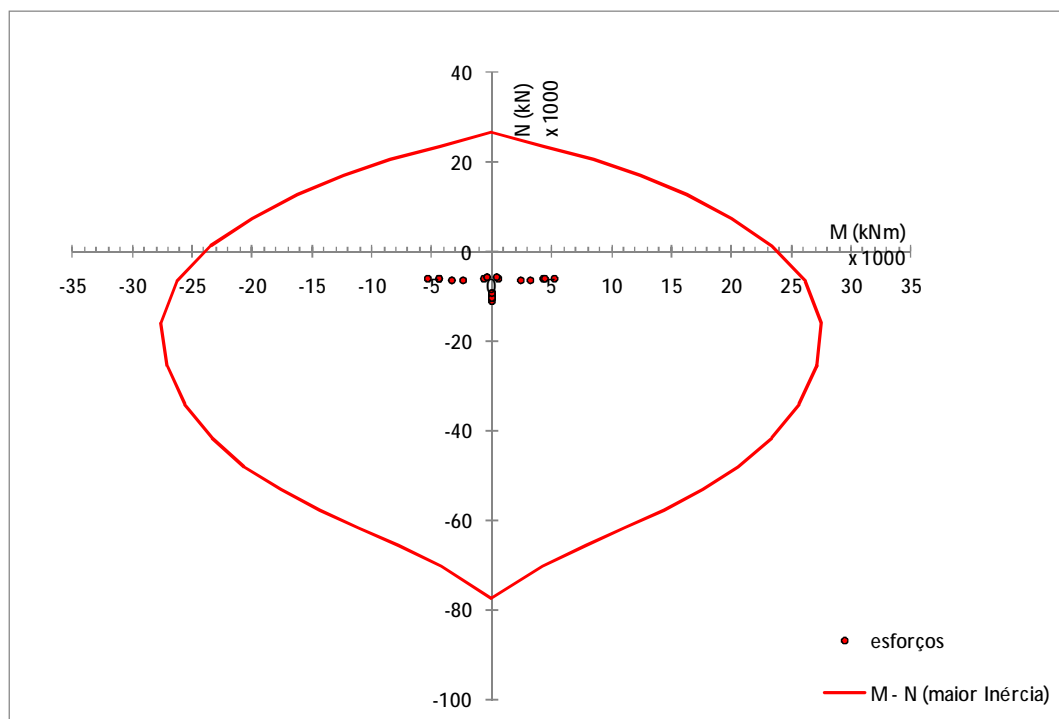


Figura 93 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector dos pilares na direcção transversal

Verifica-se que o valor mais desfavorável de momento flector ocorre no pilar P4 e resulta da combinação cuja acção de base é o sismo, conforme o quadro seguinte.

Quadro 58 – Combinação de esforços mais desfavorável na análise transversal dos pilares

Msd (kNm)	Nsd (kN)
5.306,1	-6.159,0

Para uma carga axial equivalente à actuante o momento flector resistente é superior a 26.000kN, valor bastante superior ao actuante mas que, resultando da própria configuração pilar, não pode ser reduzido.

No respeitante ao esforço transversal, tendo em conta as regras do *capacity design* seguidas na elaboração deste projecto, pretende-se que o esforço transversal resistente assuma um valor que garanta que a rotura se dê por flexão. Para o efeito considerou-se como esforço transversal actuante V_{sd} , aquele que resulta da aplicação do valor efectivo do momento resistente afectado de um factor de sobrerresistência de 1,35, obrigando-se depois a secção do pilar a respeitar a seguinte inequação definida no RSA: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

Para a direcção principal obtém-se o seguinte momento, a partir do momento resistente, para determinação do esforço transversal:

Quadro 59 – Cálculo do momento para determinação do esforço transversal na direcção longitudinal dos pilares

$M_R =$	9.079,0 kN.m
$\gamma =$	1,35
$M_{Rd} =$	12.256,7 kN.m

Tendo em conta que o esforço transversal nos pilares é determinado por:

$$V_{sd} = \frac{M_{Rd}}{H_{pilar}} \quad (16)$$

Obtém-se o valor máximo para o pilar mais baixo:

Quadro 60 – Cálculo do esforço transversal actuante máximo na direcção longitudinal dos pilares

Pilar	altura (m)	Vsd (kN)
1	4,95	2.476,1

Atendendo ao estabelecido nos artigos 53º e 56º do REBAP, o valor do esforço transversal resistente é obtido tendo em consideração as parcelas resistidas pelo betão e pelas armaduras de esforço transversal: $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$.

Em que V_{cd} representa a parcela da resistência devida ao betão e V_{wd} a parcela correspondente às armaduras específicas (estribos) de esforço transversal.

Determinam-se a armadura necessária conforme descrito no quadro seguinte:

Quadro 61 – Cálculo da armadura de esforço transversal dos pilares – direcção longitudinal

Vsd	2.476,1 kN
f _{syd}	435 MPa
Betão:	C30/37
Secção equivalente	
b	3 m
recob.	0,04 m
de	0,66 m
τ	1,3 MPa
τ1 (REBAP)	0,75 MPa
Vcd	1.485,0 kN
Vwd	991,1 kN
A _{sw} /S	38,4 cm ²
S	0,15 m
A _{sw} (Total)	5,8 cm ²
nº ramos	6
A _{sw} /ramo	0,96 cm ²

As armaduras horizontais de esforço transversal, na direcção longitudinal serão materializadas em estribos Ø12mm com pelo menos seis ramos afastados de 0,15m conforme esquematizado na figura seguinte.

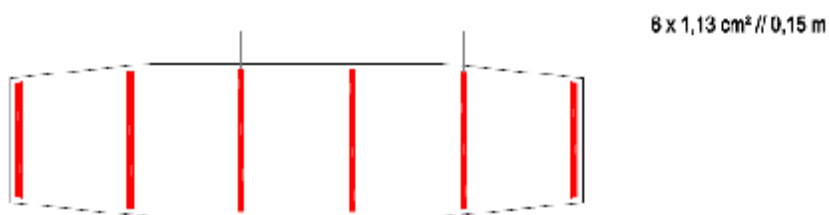


Figura 94 – Esquematização das armaduras de esforço transversal dos pilares para a direcção longitudinal

Procedendo da mesma forma para a verificação da segurança do esforço transverso na direcção transversal dos pilares obteve-se o seguinte:

Quadro 62 – Cálculo do momento para determinação do esforço transverso na direcção transversal dos pilares

$M_R =$	26.006,7 kN.m
$\gamma =$	1,35
$M_{Rd} =$	35.108,1 kN.m

Quadro 63 – Cálculo do esforço transverso actuante máximo na direcção transversal dos pilares

Pilar	altura (m)	Vsd (kN)
1	4,95	7.092,7

Quadro 64 – Cálculo da armadura de esforço transverso dos pilares – direcção transversal

Vsd	7.092,7 kN
$f_{syd} :$	435 MPa
Betão:	C30/37
Secção equivalente	
b	0,7 m
recob.	0,04 m
de	2,96 m
τ	3,42 MPa
τ_1 (REBAP)	0,75 MPa
Vcd	1.554,0 kN
Vwd	5.538,7 kN
A_{sw}/S	47,8 cm ²
S	0,15 m
A_{sw}	7,2 cm ²
nº ramos	4
$A_{sw}/ramo$	1,79 cm ²

As armaduras horizontais de esforço transverso, na direcção transversal serão materializadas em estribos Ø16mm com quatro ramos afastados de 0,15m conforme esquematizado na figura seguinte.

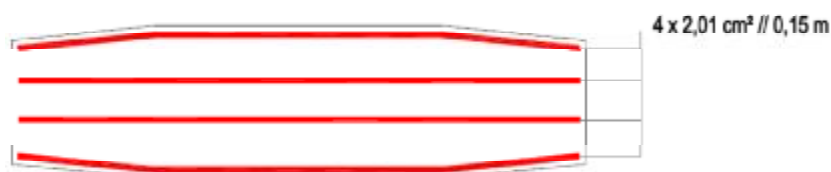


Figura 95 – Esquematização das armaduras de esforço transverso para a transversal dos pilares

2.2.8. ANÁLISE DOS ENCONTROS

Os encontros da ponte são do tipo cofre, sendo constituídos por montantes de betão armado de secção constante, que apoiam as vigas estribos onde assentam as vigas carlingas do tabuleiro. Os encontros são únicos em cada uma das extremidades da obra, onde cada encontro recebe os dois tabuleiros.

Em cada encontro há sete montantes, dois nas extremidades exteriores da obra, que apoiam a execução dos acrotérios, um montante no eixo da obra e mais dois montantes por cada tabuleiro com eixos coincidentes com os eixos dos aparelhos de apoio dos tabuleiros.

Os encontros são totalmente fechados, tanto na parte frontal como lateralmente por muros de gabiões que suportam os impulsos gerados pelo terreno, pelas camadas de composição do pavimento da via e pelas sobrecargas rodoviárias definidas no regulamento.

2.2.8.1 DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES

Sendo o suporte dos aterros junto aos encontros garantido pelos muros de gabiões, os elementos em betão armado dos encontros: montantes e viga de estribo, foram calculados, à semelhança dos pilares, apenas para as forças verticais e horizontais transmitidas pelos tabuleiros da ponte através dos aparelhos de apoio.

Considerou-se, uma vez que os aparelhos de apoio a instalar nos encontros são do tipo *pot-bearing* guiados longitudinalmente, portanto com os movimentos na direcção longitudinal da obra livres, que não há forças horizontais nesse sentido, desprezando-se o atrito.

No dimensionamento dos montantes os mesmos foram assimilados a pilares, aplicando-se para isso a o que vem definido no RSA. Na determinação dos esforços actuantes considerou-se a combinação fundamental para a acção base sismo, das seguintes acções:

- § Peso Próprio,
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Variação Diferencial de Temperatura
- § Sismo

De relevar que considerando o movimento livre no sentido longitudinal (desprezando o atrito nos aparelhos de apoio) não foram sequer consideradas as acções que apenas provocariam deslocamentos nessa direcção, como sejam: retracção, fluência, variação uniforme de temperatura e na acção sísmica apenas foi considerada a sua componente transversal.

O modelo de cálculo utilizado na determinação dos esforços actuantes nos pilares foi um modelo linear simples, conforme apresentado na próxima figura. Os elementos de betão foram simulados com as suas reais propriedades.

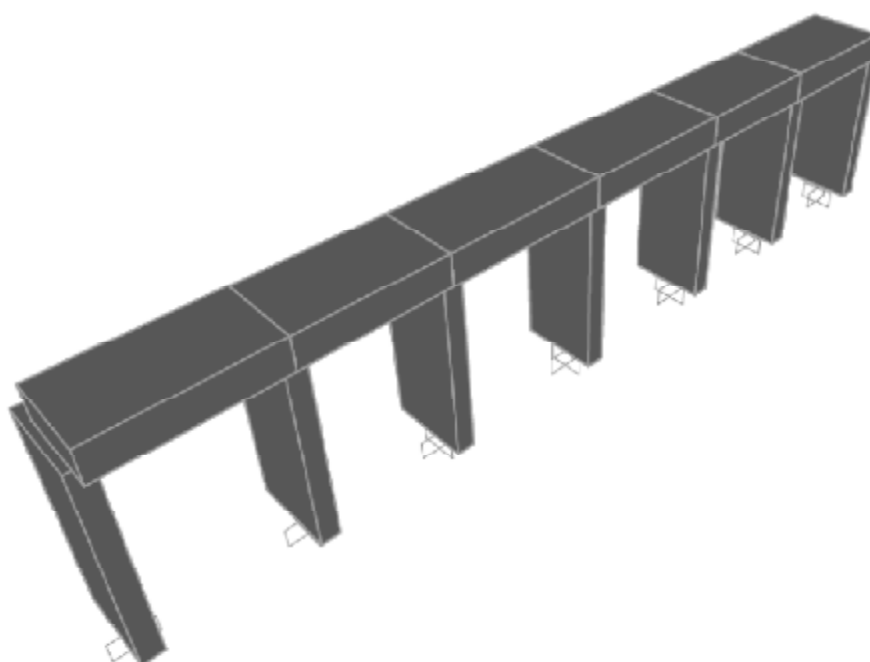


Figura 96 – Modelação estrutural para análise dos montantes dos encontros

A verificação de segurança relativa aos momentos flectores foi realizada na direcção transversal da obra, junto à base dos montantes, onde os valores dos esforços assumem os seus valores máximos, obrigando-se a secção armada de cada montante a satisfazer a seguinte condição imposta pelo REBAP: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

O carregamento final do modelo, considerando todas as acções contabilizadas na análise da estrutura é apresentado na figura seguinte.

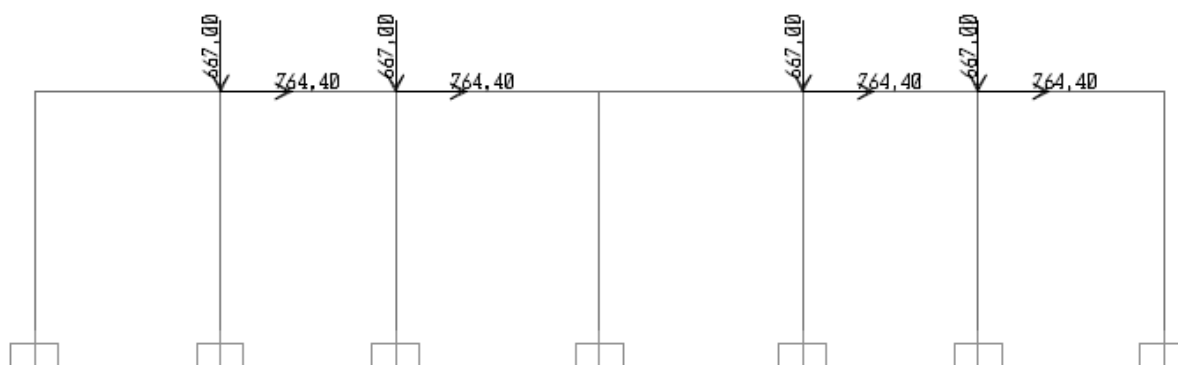


Figura 97 – Modelação do carregamento dos encontros

Os valores dos esforços actuantes nos montantes, devidos ao sismo, resultantes da análise do modelo para o Encontro 2 (encontro que apresenta os esforços mais desfavoráveis por ter maior força horizontal sísmica e os montantes serem mais altos), apresentam-se na figura seguinte:

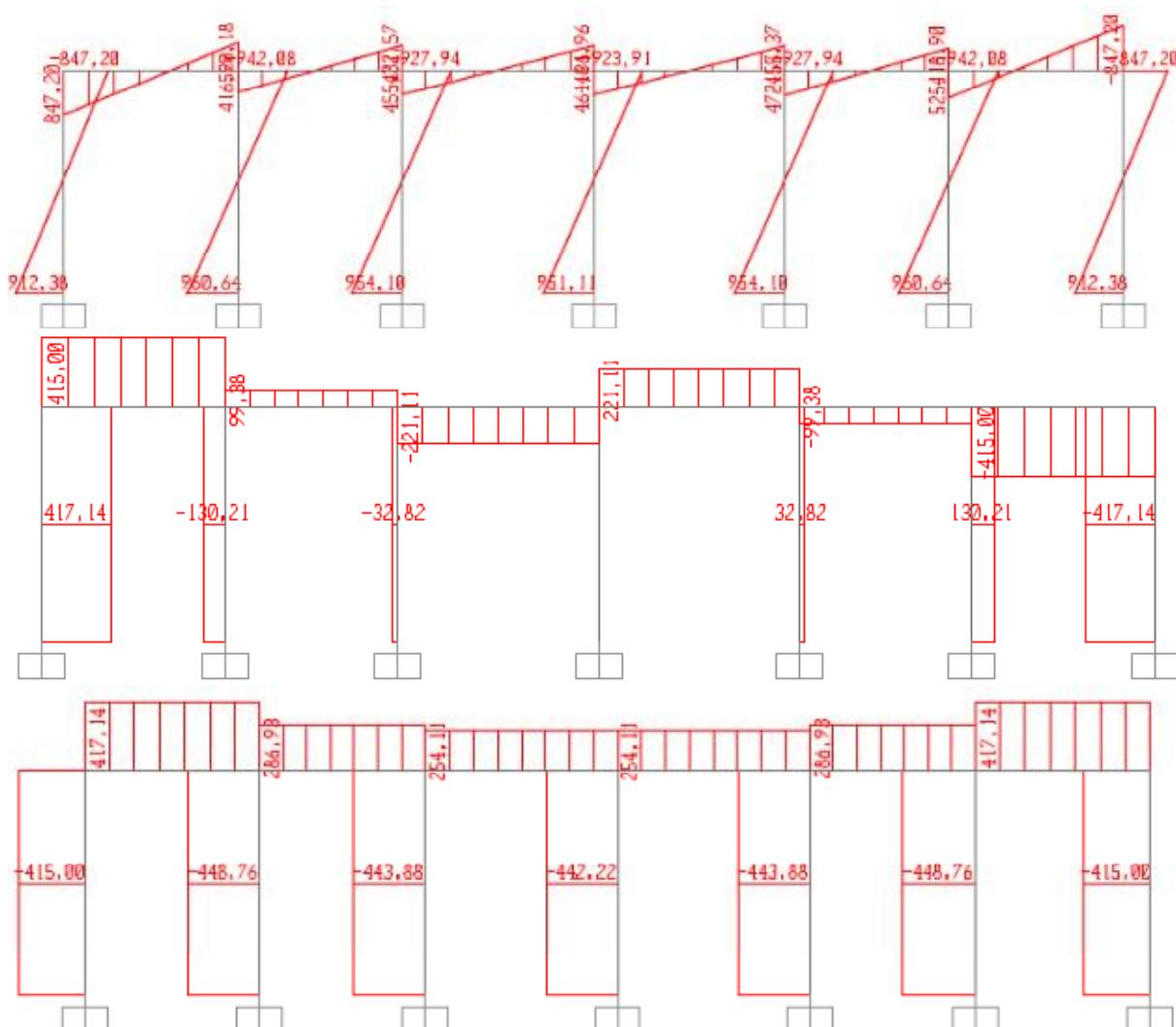


Figura 98 – Representação dos esforços actuantes (M, N e V), devidos ao sismo, no modelo do Encontro 2

No próximo quadro apresentam-se os resultados da combinação fundamental de acções dos pares Momento / Esforço Axial para os diversos montantes do Encontro 2.

Quadro 65 – Combinações Momento / Esforço Axial nos montantes do Encontro 2

Montante	Msis	Mcp	MSd	Nsis	Ncp	Nviga	Ngigante	NSd
1	912,4	-5,1	1.360,9	417,1	-11,5	-51,8	-76,3	486,1
2	960,6	-2,8	1.436,8	-130,2	-657,1	-100,6	-76,3	-1.029,4
3	954,1	3,4	1.436,3	-32,8	-640,8	-105,7	-76,3	-872,0
4	951,1	0,0	1.426,7	0,0	-49,2	-113,7	-76,3	-239,2
5	954,1	-3,4	1.426,0	32,8	-640,8	-105,7	-76,3	-773,6
6	960,6	2,8	1.445,2	130,2	-657,1	-100,6	-76,3	-638,7
7	912,4	5,1	1.376,2	-417,1	-11,5	-51,8	-76,3	-765,3
1	-912,4	-5,1	-1.376,2	-417,1	-11,5	-51,8	-76,3	-765,3
2	-960,6	-2,8	-1.445,2	130,2	-657,1	-100,6	-76,3	-638,7
3	-954,1	3,4	-1.426,0	32,8	-640,8	-105,7	-76,3	-773,6
4	-951,1	0,0	-1.426,7	0,0	-49,2	-113,7	-76,3	-239,2
5	-954,1	-3,4	-1.436,3	-32,8	-640,8	-105,7	-76,3	-872,0
6	-960,6	2,8	-1.436,8	-130,2	-657,1	-100,6	-76,3	-1.029,4
7	-912,4	5,1	-1.360,9	417,1	-11,5	-51,8	-76,3	486,1

Na determinação do momento resistente utilizou-se, tal como para os pilares, o programa de cálculo RESPONSE 2000®, tendo considerado uma secção armada como a mostrada na próxima figura.

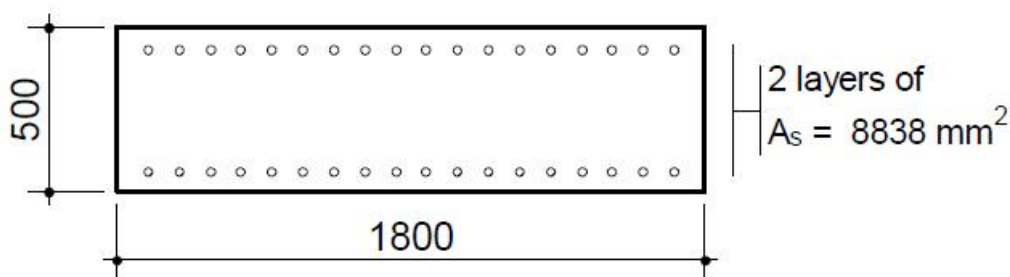


Figura 99 – Esquematização da armadura considerada na análise dos montantes dos encontros

Resultou da verificação da segurança relativamente ao momento flector transversal o gráfico seguinte.

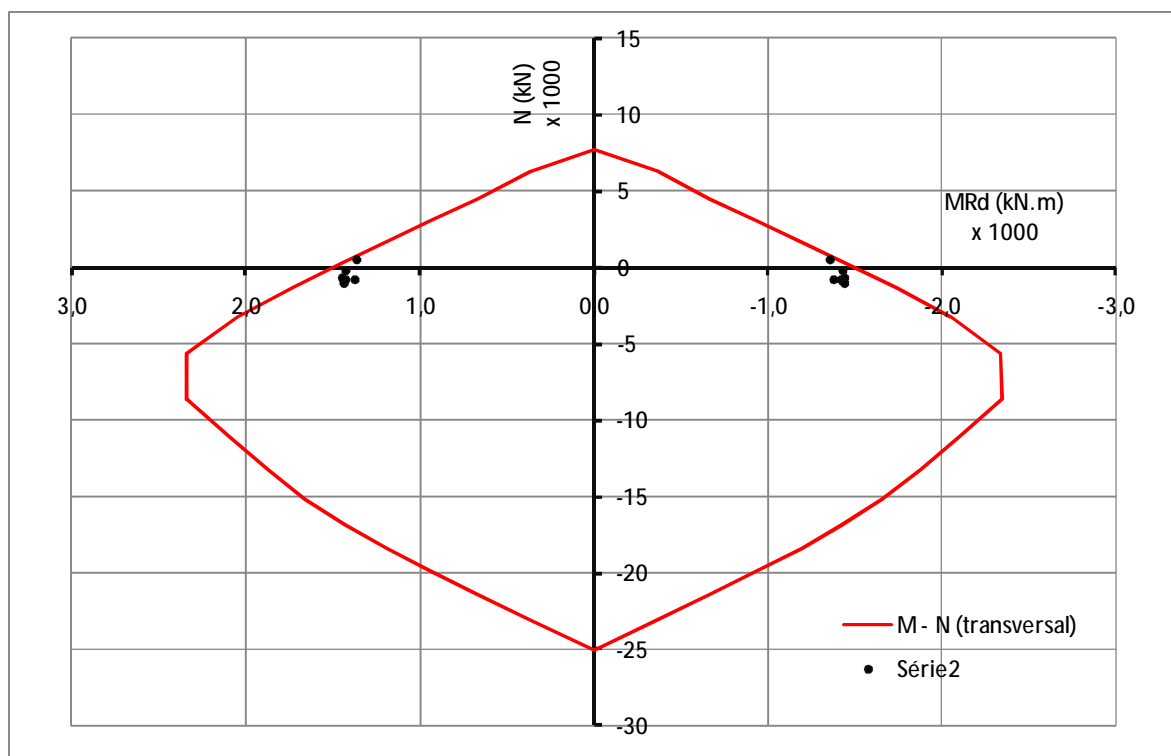


Figura 100 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector dos montantes dos encontros

Constata-se portanto que a segurança relativamente ao ELU Momento Flector é verificada para a secção armada dos montantes, dado que qualquer combinação dos pares momento / esforço axial actuante está dentro dos limites definidos pela curva de interacção.

A combinação mais desfavorável ocorre no montante exterior traccionado do encontro 2 para a combinação que tem como acção base o sismo.

Quadro 66 – Combinação de esforços mais desfavorável na análise dos montantes

Msd (kNm)	Nsd (kN)
-1.360,9	486,1

Para uma carga axial igual à actuante, a secção do montante resiste a um momento de 1.403,7kN, superior ao valor do esforço actuante de cálculo.

Na verificação da segurança ao esforço transversal dos montantes aplicou-se: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

O valor do esforço resistente é dado por: $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$, está calculado nos próximos quadros:

O esforço transversal actuante de cálculo resulta do esforço máximo proveniente da acção sísmica (448,8kN) afectado do correspondente factor de segurança, conforme definido no RSA.

Quadro 67 – Cálculo da armadura de esforço transversal dos montantes dos encontros

Vsd	673,2 kN
f_{syd}	435 MPa
Betão:	C30/37
Secção equivalente	
b	1,8 m
recob. de	0,04 m
	0,46 m
τ	0,8 MPa
τ_1	0,75 MPa
Vcd	621,0 kN
Vwd	52,2 kN
A_{sw}/S	2,9 cm ²
S	0,2 m
A_{sw}	0,6 cm ²
nº ramos	6
$A_{sw}/ramo$	0,1 cm ²

As armaduras horizontais de esforço transversal serão materializadas por estribos Ø8mm com seis ramos afastados de 0,20m, cumprindo o determinado pelo cálculo para verificação da segurança.

2.2.8.2 DIMENSIONAMENTO DO MURO ESPELHO DO ENCONTRO

No dimensionamento do muro espelho do encontro foi utilizado um modelo de cálculo linear simples de consola, com um comprimento (2,20m) igual à altura máxima do muro, representando o apoio do modelo o encastramento do espelho na viga estribo.

As acções consideradas foram:

- § Restante Carga Permanente
- § Sobrecarga Rodoviária

Na restante carga permanente foi considerada a acção do impulso do terreno e das camadas constituintes do pavimento rodoviário, gerando uma tensão máxima na base do muro conforme calculado no quadro seguinte.

Quadro 68 – Cálculo da tensão devida à Restante Carga Permanente na base do muro espelho

$\gamma_{\text{médio}}$	20	kN/m ³
K_h	0,5	
H	2,2	m
$\sigma_{\text{máx}}$	22	kN/m ²

Para sobrecarga rodoviária foi adoptado o valor de 10kN/m² indicados no art. 41.3º do REBAP.

Do resultado das duas acções resultou o seguinte carregamento do muro:



Figura 101 – Modelação estrutural para análise dos muros espelho dos encontros

A verificação de segurança relativa aos momentos flectores foi realizada para o encastramento da consola, por unidade de comprimento do muro, onde os valores dos esforços assumem os seus valores máximos, obrigando-se a secção a a satisfazer a condição: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

O valor do momento actuante, resultante da análise do modelo, figura no quadro seguinte.

Quadro 69 – Cálculo do momento actuante na base dos muros espelho do encontro

M_{RCP+SC}	41,95	kN.m/m
M_{sd}	62,9	kN.m/m

Cada metro de comprimento do muro considerou-se armado conforme mostra a próxima figura.

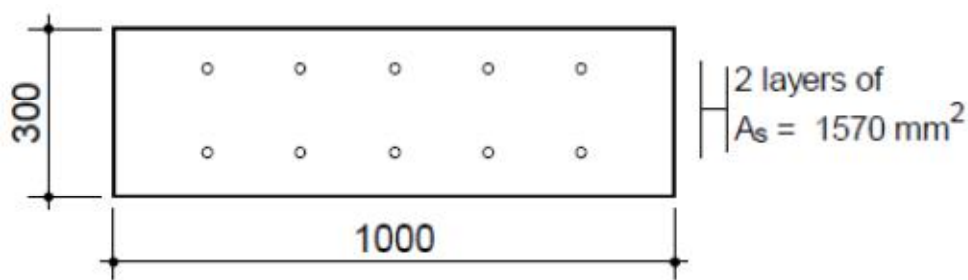


Figura 102 – Esquematização da armadura de flexão dos muros espelhos

O valor do momento resistente da secção do muro foi determinado recorrendo ao programa RESPONSE 2000® e resultou da verificação da segurança relativamente ao momento flector o gráfico seguinte.

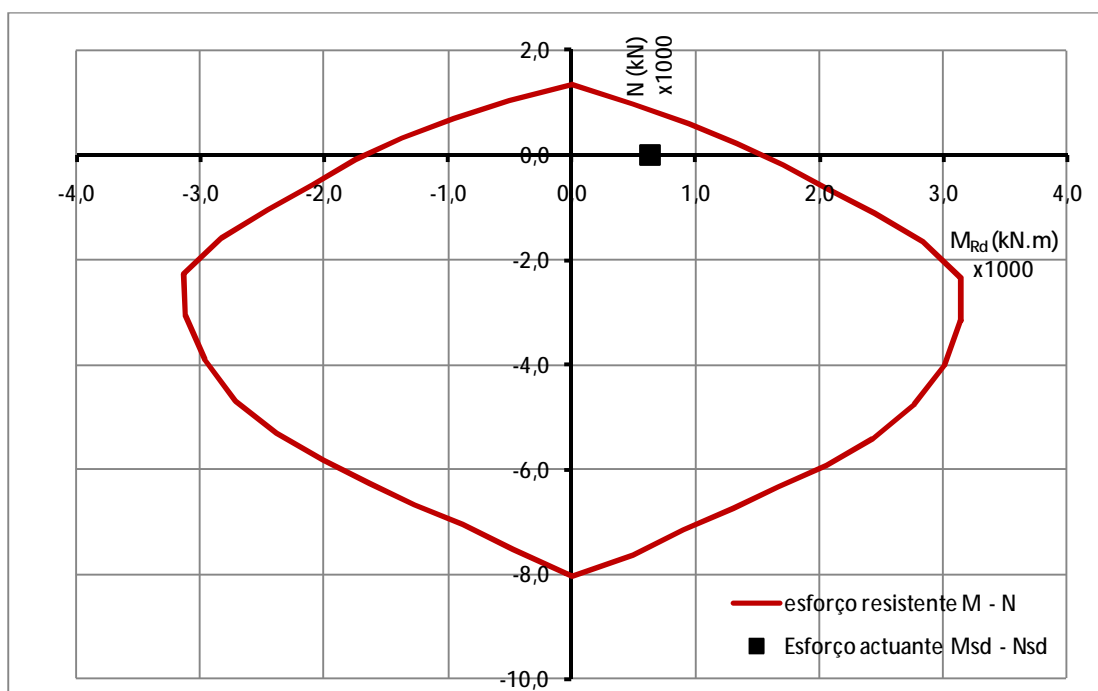


Figura 103 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector dos espelhos dos encontros

Na verificação da segurança ao ELU Esforço Transverso foi considerado a seguinte condição imposta pelo REBAP para que se considere verificada a segurança: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

De onde resulta o esforço actuante indicado no quadro seguinte.

Quadro 70 – Cálculo do esforço transverso actuante máximo nos espelhos dos encontros

V_{RCP+SC}	46,2 kN/m
V_{Sd}	69,3 kN/m

O valor do esforço resistente é dado por: $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$, conforme previsto no REBAP:

A verificação de segurança da secção está demonstrada no quadro seguinte.

Quadro 71 – Demonstração da segurança ao Esforço Transverso da secção dos espelhos dos encontros

V_{sd}	69,3 kN/m
f_{syd} :	435 MPa
Betão:	C30/37
Secção equivalente	
b	1 m
recob.	0,04 m
de	0,26 m
τ	0,3 MPa
τ_1	0,75 MPa
V_{cd}	195,0 kN/m
V_{wd}	0,0 kN/m

Constata-se portanto que a segurança ao ELU Esforço Transverso no muro espelho é verificada apenas pela secção de betão, não sendo por isso necessária armadura específica.

2.2.8.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA ESTRIBO

O modelo de cálculo utilizado na determinação dos esforços actuantes na viga estribo foi o mesmo que foi utilizado para a análise dos montantes.

Na definição da viga ignorou-se, para efeitos de cálculo, a pestana que a mesma possui na sua face posterior, uma vez que a referida pestana não tem qualquer função estrutural, servindo apenas para

facilitar o fecho/remate do muro de gabiões e posterior aterro do encontro em fase de obra. Portanto, a viga foi considerada com uma secção simples de 1,80m x 0,70m.

As acções consideradas no dimensionamento da viga estribo foram:

- § Peso Próprio
- § Restantes Cargas Permanentes
- § Sismo

A análise de segurança ao Estado Limite de Momento flector fez-se pela verificação: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

Os esforços actuantes foram calculados utilizando a combinação fundamental do sismo, conforme estabelecido no RSA, e os valores são os que figuram no quadro seguinte:

Quadro 72 – Momento flector actuante nas diferentes secções da viga estribo

l viga (m)	0	3,29	3,29	6,39	6,39	10	10	13,61	13,61	16,71	16,71	20
M_{sis} (kN.m)	847,2	-525,2	416,9	-472,6	455,4	-462,0	462,0	-455,4	472,6	-416,9	525,2	-847,2
M_{cp} (kN.m)	-10,5	27,2	21,4	26,3	33,3	-55,5	-55,5	33,3	26,3	21,4	27,2	-10,5
M_{sd} (kN.m)	1.260,3	-760,5	646,8	-682,5	716,4	-748,4	637,4	-649,8	735,2	-603,9	815,0	-1.281,3

O esforço resistente foi calculado de forma simplificada, considerando o equilíbrio do sistema, pelo teorema da parábola rectângulo.

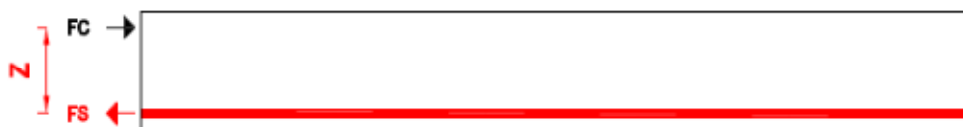


Figura 104 – Modelo simplificado para cálculo do momento resistente da viga estribo

Foi determinada a área mínima de armadura necessária na secção sabendo que a secção resiste ao momento actuante quando:

$$M_{Rd} = F_S \cdot z \therefore M_{Rd} \geq M_{sd} \therefore F_S \geq \frac{M_{sd}}{z} \therefore A_S = \frac{F_S}{f_{syd}} \quad (17)$$

Quadro 73 – Cálculo da armadura mínima da viga estribo

$M_{sd,max}$		1.779,7	kN.m
REcob.	e:	0,04	m
Ø armadura	Ø:	0,025	m
Altura útil	d:	0,6475	m
Braço	z:	0,583	m
$M_{rd} \geq M_{sd}$	$F_s \geq$	2.198,8	kN
Tensão aço	f_{syd} :	435	MPa
Área armadura	$A_s \geq$	0,005055	m ²
		50,55	cm ²

Como armadura de flexão da viga estribos optou-se por instalar 11 varões Ø20mm, totalizando uma área de aço de 54,00 cm² superior aos 50,55 exigidos pelo cálculo.

Este cálculo é válido tanto para a face superior como para a face inferior da viga, uma vez que a distribuição de momentos actuantes é simétrica, pelo que o valor de cálculo para secção normal e invertida é o mesmo.

Conforme definido no art. 56º do REBAP, sendo a viga estribo sujeita simultaneamente à torção circular (esforço que advém das acções horizontais sobre o espelho do encontro) e ao esforço transverso, a verificação da segurança foi realizada considerando essa simultaneidade, tendo em atenção aos limites impostos para os valores máximos dos esforços resistentes definidos no referido artigo do Regulamento.

A verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi realizada de forma a satisfazer a condição: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

Os valores dos esforços actuantes, em cada secção, derivam da combinação dos momentos resultantes das referidas acções, de acordo com as regras para a combinação fundamental de acções definida no RSA.

Quadro 74 – Esforço transversal nas diferentes secções da viga estribo resultante da combinação de acções

I viga (m)	0	3,29	3,29	6,39	6,39	10	10	13,61	13,61	16,71	16,71	20
V_{sis} (kN)	417,1	417,1	286,9	286,9	254,1	254,1	254,1	254,1	286,9	286,9	417,1	417,1
V_{cp} (kN)	-11,5	-11,5	-1,6	-1,6	24,6	24,6	-24,6	-24,6	1,6	1,6	11,5	11,5
V_{sd} (kN)	614,2	614,2	428,8	428,8	405,8	405,8	356,6	356,6	432,0	432,0	637,2	637,2

De onde resulta como valor do esforço transversal actuante de cálculo 637,2kN.

O esforço resistente (V_{rd}) foi determinado para a secção da viga de acordo com as regras estabelecidas no REBAP, tendo em atenção as parcelas resistidas pelo betão e pelas armaduras de esforço transversal e ainda a interacção com a torção circular: $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$.

Em que V_{cd} representa a parcela da resistência devida ao betão e V_{wd} a parcela correspondente às armaduras específicas (estribos) de esforço transversal.

As armaduras verticais de esforço transversal serão materializadas por estribos de cinco ramos Ø10mm afastados 0,25m em todo o comprimento da viga estribo.

O cálculo do esforço resistente é o que resulta dos próximos quadros.

Quadro 75 – Elementos para o cálculo do esforço transversal resistente da viga estribo

h	0,7	m
d	0,6315	m
f_{syd}	435	Mpa
α	90	°
α	1,5708	rad
$\cotg \alpha$	0,000	
$\sin \alpha$	1,000	
τ_1	0,75	MPa
τ_2	5	MPa
S	0,25	m

Quadro 76 – Cálculo do esforço transversal resistente da viga estribo

b_w (m)	A_{sw} (m ²)	V_{cd} (kN)	V_{wd} (kN)	$V_{rd,Max}$ (kN)	V_{rd} (kN)
1,8	3,95E-04	852,5	390,6	2.534,8	1.243,2

Sendo V_{rd} (1.243,2kN) superior a V_{sd} (637,2kN) considera-se verificada a segurança ao esforço transversal.

A verificação de segurança ao EL Momento Torsor teve também em consideração o facto de actuarem simultaneamente os dois esforços: torção circular e esforço transversal, tendo sido

respeitadas as limitações impostas no REBAP ao cálculo do momento torsor resistente, considerando a segurança verificada quando: $T_{sd} \leq T_{rd}$.

O momento torsor actuante é o que resulta dos esforços horizontais impostos ao muro espelho do encontro e é correspondente ao momento flector no encastramento do muro na viga estribo. Os valores do esforço actuante são os que constam no próximo quadro.

Quadro 77 – Momento torsor circular actuante nas diferentes secções da viga estribo

L viga (m)	0	3,29	3,29	6,39	6,39	10	10	13,61	13,61	16,71	16,71	20
T_{cp}	82,3	-55,7	71,4	-58,7	78,6	-72,8	72,8	-78,6	58,7	-71,4	55,7	-82,3
T_{sd} (kN.m)	123,4	-83,6	107,1	-88,0	117,9	-109,2	109,2	-117,9	88,0	-107,1	83,6	-123,4

O valor adoptado como momento torsor actuante foi 123,4kN.m correspondente ao valor máximo combinado do esforço nas diferentes secções da viga.

De acordo com o REBAP o esforço resistente é o menor dos valores calculados pelas expressões das (10) e (11):

$$\S \quad T_{Rd} = T_{cd} + T_{td}$$

$$\S \quad T_{Rd} = T_{ld}$$

Em que T_{cd} representa a resistência devida ao betão, T_{td} a resistência assegurada pelas armaduras transversais de esforço transversal e T_{ld} a resistência permitida pelas armaduras longitudinais específicas de torção.

A armadura transversal de torsão é constituída por cintas contínuas Ø10mm com um afastamento de 0,25m, colocadas intercaladamente com as armaduras de esforço transversal. A armadura longitudinal é composta por três varões Ø16mm colocados em cada uma das faces verticais da viga.

O cálculo do momento torsor resistente, está expresso nos próximos quadros.

Quadro 78 – Elementos para o cálculo do momento torsor resistente da viga estribo

h	0,7	m
d	0,6315	m
f_{syd}	435	Mpa
τ_1	0,75	MPa
τ_2	5	MPa
S	0,25	m

Quadro 79 – Cálculo da secção eficaz da viga estribo

$L=$	1,8	m
$h=$	0,7	m
$recob=$	4	cm
$\varnothing_{est}=$	16	mm
$\varnothing_{long}=$	25	mm
$L_{poly}=$	1,663	m
$h_{poly}=$	0,563	m
$\varnothing_{m\acute{a}x} = d_{ef} =$	0,563	m
$d_{ef}/12 =$	0,047	
$L_{eficaz\ ext} =$	1,757	m
$H_{eficaz\ ext} =$	0,657	m
$L_{eficaz\ int} =$	1,569	m
$H_{eficaz\ int} =$	0,469	m
$h_{ef} =$	0,094	m
$A_{ef} =$	0,936	m
$U_{ef} =$	4,452	m

Quadro 80 – Cálculo do momento torsor resistente da viga estribo

$A_{sl}\ (m^2)$	$A_{st}\ (m^2)$	$T_{cd}\ (kN.m)$	$T_{td}\ (kN.m)$	$T_{ld}\ (kN.m)$	$T_{Rd,Max}\ (kN.m)$	$T_{Rd}\ (kN.m)$
1,21E-03	7,90E-05	0,0	257,4	220,7	486,7	220,7

A segurança ao ELU Momento Torsor está verificada uma vez que o esforço resistente T_{Rd} (220,7kN.m) é superior ao esforço actuante de cálculo T_{sd} (123,4kN.m).

2.2.8.4 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS DE GABIÕES

Os encontros são fechados com muros de gabiões constituídos por cestos de arame galvanizado, cheios com material britado arrumado à mão.

Os cestos terão 1,00m de altura e comprimentos variáveis de acordo com as necessidades do projecto. A malha dos cestos deverá ser hexagonal 8X10 em arame de 2,70mm revestido com uma liga de zinco-alumínio. O fio da malha deverá possuir uma resistência à tracção entre 380 a 500MPa.

O material de enchimento poderá ser qualquer pedra britada que arrumada à mão garanta um peso específico igual ou superior a 18kN/m³. A resistência do material de enchimento não poderá ser inferior a 50MPa e a sua granulometria deverá variar entre 10 e 20cm.

Os muros foram concebidos seguindo as seguintes regras ditadas pela prática:

§ Comprimento do gabião (*B*)

$$B = \frac{1}{2} \cdot (H + 1) \quad (18)$$

H	L
7	4,0
6	3,5
5	3,0
4	2,5
3	2,0
2	1,5
1	1,0

§ Para facilitar a montagem e disfarçar eventuais imperfeições previu-se a existência de um “degrau” de 8cm entre os níveis sucessivos.

§ Para ajudar à estabilidade do muro foi-lhe dada uma inclinação geral de 4°.

Os muros de gabiões não poderão ser fundados no terreno vegetal (zona ZG3 do Relatório Geotécnico) e terão que ser fundados no material de aluvião (zona ZG2) e sobre uma camada de betão de limpeza de 0,10m.

Os muros de gabiões terão uma altura variável, genericamente variando entre os 7,0m de altura máxima e 1,0m de altura mínima. A caracterização geométrica geral dos muros, na sua secção mais alta, é a que se representa na figura seguinte.

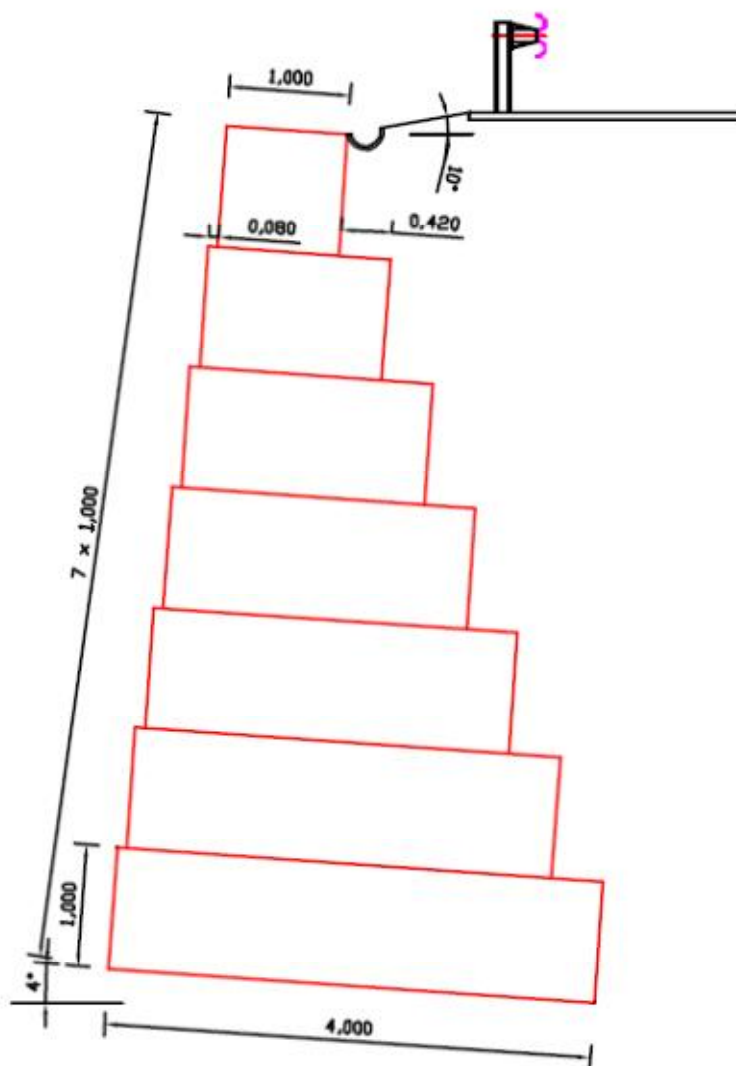


Figura 105 – Modelo da secção mais desfavorável do muro de gabiões

Na verificação de segurança do muro de gabiões, que funciona como um muro de gravidade, seguiu-se o algoritmo de cálculo publicado pela HY-TEN GABION SOLUTIONS. A segurança foi verificada para o derrubamento, para o deslizamento e para o suporte (resistência do solo de fundação).

A segurança do muro considera-se verificada quando:

§ A segurança ao derrubamento é verificada

$$M_{derr} \cdot \gamma_{seg} \leq M_{est} \quad (19)$$

§ A segurança ao deslizamento é verificada

$$H_d \cdot \gamma_{seg} \leq R_d \therefore R_d = V_d \cdot \mu \quad (20)$$

§ A segurança da fundação é verificada:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \cdot \gamma_{seg} \leq \sigma_{adm} \quad (21)$$

O quadro seguinte contém as características admitidas para o solo e para o material de enchimento dos gabiões, bem como outros elementos necessários para o cálculo da estabilidade dos muros.

Quadro 81 – Elementos para a verificação da estabilidade dos muros de gabiões

Inclinação da parte superior do aterro	$\varepsilon =$	0,00 °
Ângulo de atrito interno do material de aterro	$\phi =$	30,00 °
Ângulo de atrito entre o material de aterro e o muro	$\delta = 0,9 \cdot \phi =$	27,00 °
Ângulo efectivo da parede tardo do muro com a horizontal	$\beta =$	74,00 °
Ângulo de inclinação geral do muro	$\alpha =$	4,00 °
Peso específico do solo	$\gamma_{solo} =$	18,00 kN/m ³
Peso específico do material de enchimento dos gabiões	$\gamma_{gabi\acute{o}es} =$	18,00 kN/m ³
Sobrecarga rodoviária regulamentar	$SC_1 =$	10,00 kN/m ²
Ângulo de atrito interno do material de fundação	$\phi_{fundação} =$	18 °
Coeficiente de impulso activo do material de aterro	$K_a =$	0,444
Componente horizontal do coeficiente de impulso	$K_{ah} =$	0,324
Componente vertical do coeficiente de impulso	$K_{av} =$	0,302
Tensão admissível no solo	$\sigma_{adm} =$	500 kPa
Coeficiente de segurança mínimo considerado	$\gamma_{seg} =$	1,5

Na figura seguinte ilustra-se o esquema de princípio utilizado no método de cálculo seguido na verificação de segurança dos muros de gabiões.

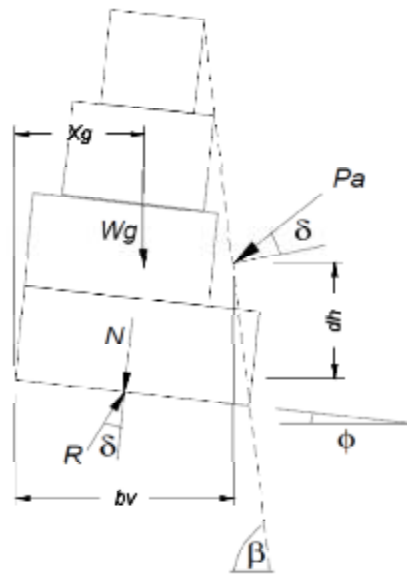


Figura 106 – Esquema de princípio do método de cálculo utilizado na verificação de segurança dos muros de gabiões

A próxima figura concretiza a aplicação do método de cálculo à estrutura prevista para a obra, sendo que no caso real se contabiliza, uma vez que não é desprezável e se revela importante para a verificação da segurança, o contributo do peso do terreno (W_{aterro}) sobre o tardo do muro para a estabilidade do mesmo.

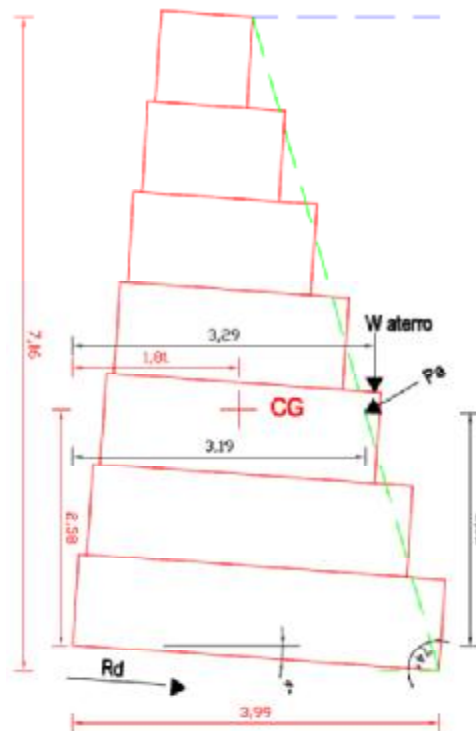


Figura 107 – Modelação do muro de gabiões para a verificação da segurança

No próximo quadro demonstra-se a segurança do muro de gabões incluindo da sua fundação.

Quadro 82 – Verificação da segurança global dos muros de gabões

Geometria	A (m ²)	17,5
	x _G (m)	1,81
	y _G (m)	2,58
	H _{efe} (m)	7,16
	B _{efe} (m)	3,99
	W _G (kN/m)	315,0
Impulsos activos	Pa _{ATERRO} (kN/m)	204,64
	Pa _{SC} (kN/m)	31,76
	Pa (kN/m)	236,39
	h _s (m)	0,56
	d _h (m)	2,55
	b _v (m)	3,19
	Ph (kN/m)	172,89
	Pv (kN/m)	161,22
Aterro	W _{aterro} (kN/m)	144,00
	x _{aterro} (m)	3,29
Derrub.	M _{derr} (kNm/m) =	440,3
	M _{est} (kNm/m) =	1.558,2
	FS _{derr} =	3,54
Deslizamento	N (kN/m) =	630,8
	T (kN/m) =	129,2
	R _d (kN/m) =	205,0
	FS _{desl} =	1,59
Tensão no solo	e =	0,223
	B/6 =	0,665
	Resultante	dentro NC
	σ _{máx} (kPa) =	211,0
	FS _σ =	2,37
	σ _{min} (kPa) =	105,1

Pode então constatar-se que a segurança do muro é verificada para o derrubamento, para o deslizamento e para capacidade da fundação. De relevar que o factor de segurança obtido para o deslizamento está perto do coeficiente mínimo de 1,5 pretendido, isto porque o aluvião que servirá de terreno de fundação aos muros de gabões tem um ângulo de atrito interno ϕ muito baixo (18°), sendo portanto também pequeno o coeficiente de atrito μ (obtido pela tangente do ângulo de atrito interno) considerado para o interface entre o muro e a fundação (0,325).

2.2.9. ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES

A fundação de todos os pilares e dos dois encontros da obra contempla a execução de estacas de betão armado moldadas *in situ*.

No dimensionamento das estacas teve-se em consideração as regras do *capacity design*, no sentido em que os esforços considerados para dimensionamento não são os esforços de cálculo obtidos na base dos pilares pela análise linear dos espectros de resposta, mas sim os valores dos momentos resistentes efectivos, afectados de um factor de sobrerresistência de 1,35, e os valores dos esforços transversos correspondentes.

No dimensionamento dos maciços de fundação teve-se em particular consideração a capacidade dos mesmos em transmitir os esforços dos pilares para as estacas, idealizando um comportamento de corpo rígido e determinando a localização e quantidade de armaduras a colocar nas zonas traccionadas a partir de modelos do tipo escora-tirante.

Foi considerada a execução de um único maciço por cada alinhamento transversal, portanto um maciço por cada dois pilares. Nos encontros a adopção de um único maciço de fundação foi também a opção, mais natural neste caso uma vez que a própria superestrutura do encontro é única para albergar os dois tabuleiros da ponte.

2.2.9.1 FUNDAÇÃO DOS PILARES

O dimensionamento geral da fundação de cada alinhamento de pilares é o que se apresenta na figura seguinte.

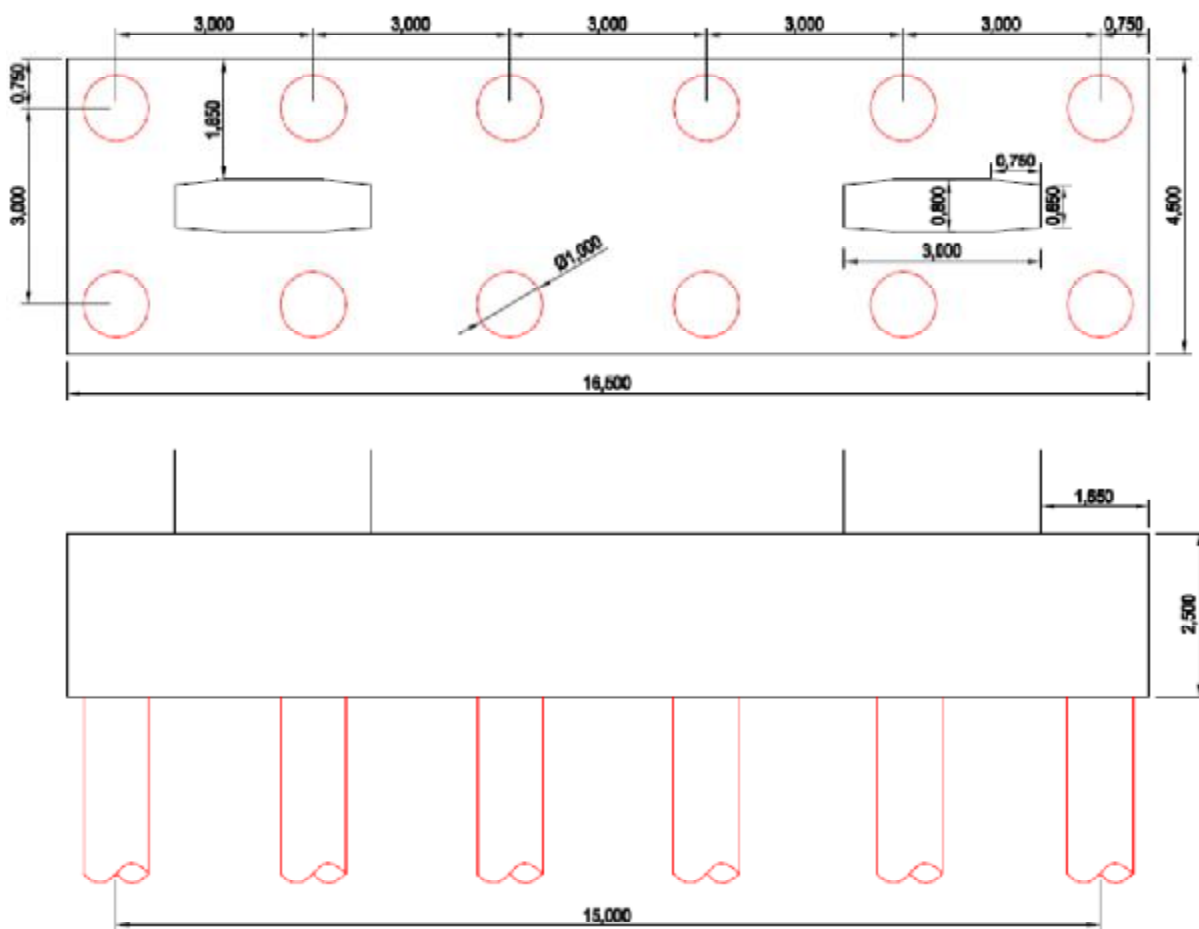


Figura 108 – Dimensionamento geral das fundações dos pilares

A fundação de cada alinhamento de pilares é constituída por 12 estacas Ø1000mm, em betão armado e moldadas no terreno, encabeçadas por um maciço com as dimensões 16,5mx4,5mx2,5m. Todas as estacas estão igualmente afastadas das estacas mais próximas, em ambas as direcções, de uma distância equivalente a três diâmetros, ou seja 3,0m.

As estacas foram dimensionadas separadamente para o esforço axial (N), para o momento flector (M) e para o esforço transversal (V). Para determinação do esforço axial das estacas foram contabilizados os esforços normais e os momentos flectores transmitidos pelos pilares, a partir dos

esforços resistentes dos pilares. No cálculo dos momentos das estacas consideraram-se os esforços transversos, em ambas as direcções, transmitidos pelos pilares, igualmente a partir dos esforços resistentes da secção armada dos pilares.

As características do terreno de fundação, conforme Relatório Geotécnico, são as que constam na seguinte figura retirada do referido Relatório.

Quadro IV

Zona Geotécnica	Descrição	N (SPT)	Peso específico (γ [kN/m ³])	Ângulo de atrito interno (ϕ' [°])	Coesão (C' [kPa])	Módulo de elasticidade (E' [MPa])
ZG3	Terra vegetal e Aterros (Actual)	-	14	10 – 15	-	-
ZG2	Argila, levemente silty e Cascalheira (Recente - Aluviões)	5 – 60 (5 – 23)*	18	15 – 18	5 – 10	0 – 2
ZG1B	Argila arenosa muito compacta (Zona de transição); Tufo argiloso brechóide (Neocretácico)	> 44 (> 60)*	20 – 21	30 – 35	30 – 50	25 – 45
ZG1A	Arenitos e Calcários margosos	> 60	22 – 23	35 – 40	80 – 100	80 – 150

* Valores mais usuais

Figura 109 – Caracterização dos terrenos de fundação

Para todos os efeitos neste Projecto considerou-se, de forma conservadora, que as estacas apenas trabalham por ponta, não se contabilizando a resistência por atrito lateral.

A verificação da segurança ao esforço axial teve naturalmente em consideração a condição imposta pelo REBAP: $N_{sd} \leq N_{rd}$.

No entanto esta análise não foi realizada individualmente, mas antes foi realizada comparando os pares M-N actuantes com a envolvente dos pares M-N resistentes.

Foram também consideradas mais duas condições que são necessárias cumprir para considerar a verificação de segurança satisfeita:

$$N_{estaca} \geq 0 \text{ (Nenhuma estaca pode ficar traccionada)}^1$$

¹ No caso das estacas, neste Projecto, considera-se o sinal positivo do esforço normal N, como compressão.

$\sigma_{estaca} \leq \sigma_{adm}$ (A tensão na ponta da estaca não pode ser superior à tensão admissível do solo que se admite, com base no relatório geotécnico, ser de 6,0MPa)

O modelo utilizado para análise do esforço axial das estacas considerou o maciço como corpo rígido, tendo como acções actuantes o esforço normal de cálculo e os momentos flectores dos dois pilares.

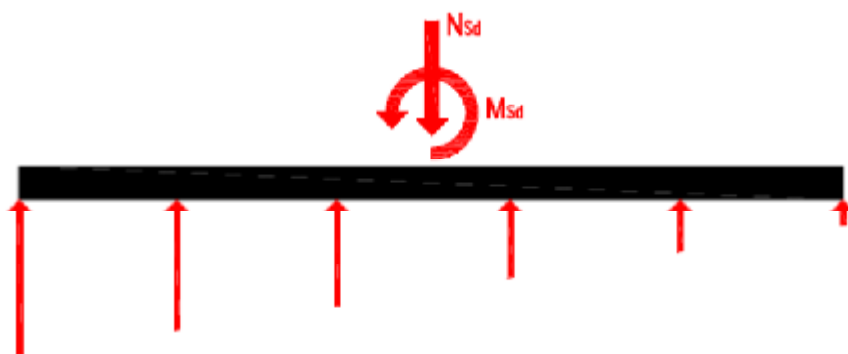


Figura 110 – Modelo de cálculo simplificado para análise do esforço axial nas estacas

No próximo quadro calcula-se o esforço normal actuante em cada estaca, resultante do esforço axial transmitido pelos pilares e também pelo peso próprio do maciço de encabeçamento.

Quadro 83 – Cálculo do esforço normal actuante para cada estaca, proveniente do esforço normal na base dos pilares e do PP do maciço

Alinhamento	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
PP+RCP _{Tabuleiro}	6.139	6.223	6.124	6.157	6.116	6.262	5.670	kN
PP _{Pilar}	283	415	323	346	346	340	300	kN
PP _{Maciço}	4.641	4.641	4.641	4.641	4.641	4.641	4.641	kN
N _{Sd,N}	11.063	11.278	11.087	11.143	11.103	11.243	10.610	kN
N _{Sd,N/estaca}	1.844	1.880	1.848	1.857	1.851	1.874	1.768	kN

Os momentos actuantes de cálculo sobre os maciços resultam do cálculo dos momentos resistentes da secção dos pilares, em ambas as direcções, devidamente afectados por um factor de sobrerresistência de 1,35, conforme determinam as regras do *capacity design*.

A análise do esforço axial final em cada estaca, considerando já o momento flector na direcção longitudinal, está expressa no próximo quadro.

Quadro 84 – Cálculo do esforço normal actuante final para cada estaca dos pilares, considerando o momento flector na direcção longitudinal

$M_{actante} =$	24.513 kN.m						
$e_1 =$	1,5 m						
$N_{Sd,M} =$	-8.171 kN						
Nº estacas do lado da tracção	6						
$N_{Sd,M}/estaca$	-1.362 kN						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
$N_{Sd,minimo}:$	482	518	486	495	489	512	407 kN
$N_{Sd,maximo}:$	3.206	3.242	3.210	3.219	3.212	3.236	3.130 kN
$\sigma_{max\ pontas}:$	4,08	4,13	4,09	4,10	4,09	4,12	3,99 MPa

A mesma verificação tem que ser realizada para a direcção transversal o que vem expresso no próximo quadro.

Quadro 85 – Cálculo do esforço normal actuante final para cada estaca dos pilares, considerando o momento flector na direcção transversal

M _{actuante} =	70.218 kN.m							
e1 =	7,5 m	Σei ² = 157,5						
e2 =	4,5 m							
e3 =	1,5 m	F1 = 3.344 kN						
N _{Sd,M,máximo} =	-3.344 kN	F2 = 2.006 kN						
		F3 = 669 kN						
Nº estacas mais traccionadas	2							
N _{Sd,M,máx} /estaca	-1.672 kN							
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
N _{Sd,mínimo} :	172	208	176	185	179	202	97	kN
N _{Sd,máximo} :	3.516	3.552	3.520	3.529	3.522	3.546	3.440	kN
σ _{máx ponta} :	4,48	4,52	4,48	4,49	4,48	4,51	4,38	MPa

Podendo então constatar-se que efectivamente não há estacas traccionadas, sendo que a estaca menos comprimida tem um esforço axial resultante de 97kN, por sua vez a estaca mais comprimida apresenta um esforço axial de 3.552kN. Ambas as situações resultam da análise transversal.

A tensão de compressão máxima nas estacas é de 4,52MPa inferior portanto aos 6MPa considerados admissíveis.

A verificação da segurança ao Estado Limite Último Momento Flector impôs-se à estrutura a condição prevista no REBAP: $M_{sd} \leq M_{rd}$.

Esta verificação, conforme referido atrás no texto, fez-se conjuntamente com o esforço axial a que estacas estão sujeitas, uma vez que os esforços resistentes, momento e esforço normal, estão dependentes um do outro, ou, melhor dito, o momento resistente depende em larga medida da carga axial aplicada na estaca.

Também conforme referido anteriormente, o esforço aplicado na cabeça das estacas é igual ao esforço transversal actuante calculado para a base dos pilares, que se calcula através do momento resistido pelos pilares afectado de um coeficiente de sobrerresistência de 1,35, de acordo com as regras do *capacity design*. A análise fez-se apenas para o maior esforço, neste caso na direcção transversal da obra.

O cálculo dos esforços nas cabeças das estacas realizou-se com base na hipótese de módulo de reacção constante do terreno. Sendo:

$$V_i = \frac{V}{n} \quad (22)$$

$$M_i = -0,5 \cdot \lambda \cdot V_i \quad (23)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{K}} \quad (24)$$

$$K = 0,5 \cdot E_s \quad (25)$$

O que resulta no momento calculado no quadro seguinte.

Quadro 86 – Cálculo do momento actuante na cabeça das estacas dos pilares

$V_{sd} :$	-14.185	kN
Nº estacas:	12	
$V_i :$	-1.182	kN
$E_s :$	25.000	KPa
$K :$	12.500	KPa
$E_c :$	3,05E+07	kPa
$I_c :$	0,04909	m ⁴
$\lambda :$	4,67848	m
$M_i :$	2.765	kNm

A variação dos esforços actuantes no comprimento das estacas fez-se, de acordo com Guy de Castro – “Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado”, pela aplicação dos coeficientes de Winkler, de acordo com a hipótese do Módulo de Reacção do terreno ser constante, conforme demonstrado no próximo quadro e figuras seguintes, sendo:

$$z = \zeta \cdot \lambda \quad (26)$$

$$M_z = A_M \cdot \lambda \cdot V_0 + B_M \cdot M_0 \quad (27)$$

$$V_z = A_T \cdot V_0 + B_T \cdot \frac{M_0}{\lambda} \quad (28)$$

Quadro 87 – Cálculo da variação dos esforços ao longo do comprimento das estacas dos pilares

ζ	Coeficientes de Winkler				Esforços		z (m)
	A_M	B_M	A_T	B_T	M (kN.m)	V (kN)	
0,0	0,000	1,000	1,000	0,000	2.765,3	-1.182,1	0,00
0,1	0,090	0,991	0,81	-0,180	2.242,6	-1.063,9	0,47
0,2	0,163	0,965	0,64	-0,325	1.767,0	-948,7	0,94
0,3	0,219	0,927	0,489	-0,424	1.352,2	-828,7	1,40
0,4	0,261	0,878	0,356	-0,522	984,4	-729,4	1,87
0,5	0,291	0,823	0,241	-0,581	666,4	-628,3	2,34
0,6	0,310	0,763	0,143	-0,619	395,4	-534,9	2,81
0,7	0,320	0,699	0,06	-0,639	163,2	-448,6	3,27
0,8	0,322	0,635	-0,009	-0,644	-24,9	-370,0	3,74
0,9	0,318	0,571	-0,066	-0,637	-179,7	-298,5	4,21
1,0	0,310	0,508	-0,111	-0,619	-309,7	-234,7	4,68
1,2	0,281	0,390	-0,172	-0,561	-475,6	-128,3	5,61
1,4	0,243	0,285	-0,201	-0,486	-555,8	-49,6	6,55
1,6	0,202	0,196	-0,208	-0,403	-575,2	7,7	7,49
1,8	0,161	0,123	-0,199	-0,322	-550,3	44,9	8,42
2,0	0,123	0,067	-0,179	-0,246	-495,0	66,2	9,36
3,0	0,007	-0,042	-0,056	-0,014	-154,9	57,9	14,04
4,0	-0,014	-0,026	0,002	0,027	5,5	13,6	18,71
5,0	-0,007	-0,005	0,008	0,015	24,9	-0,6	23,39

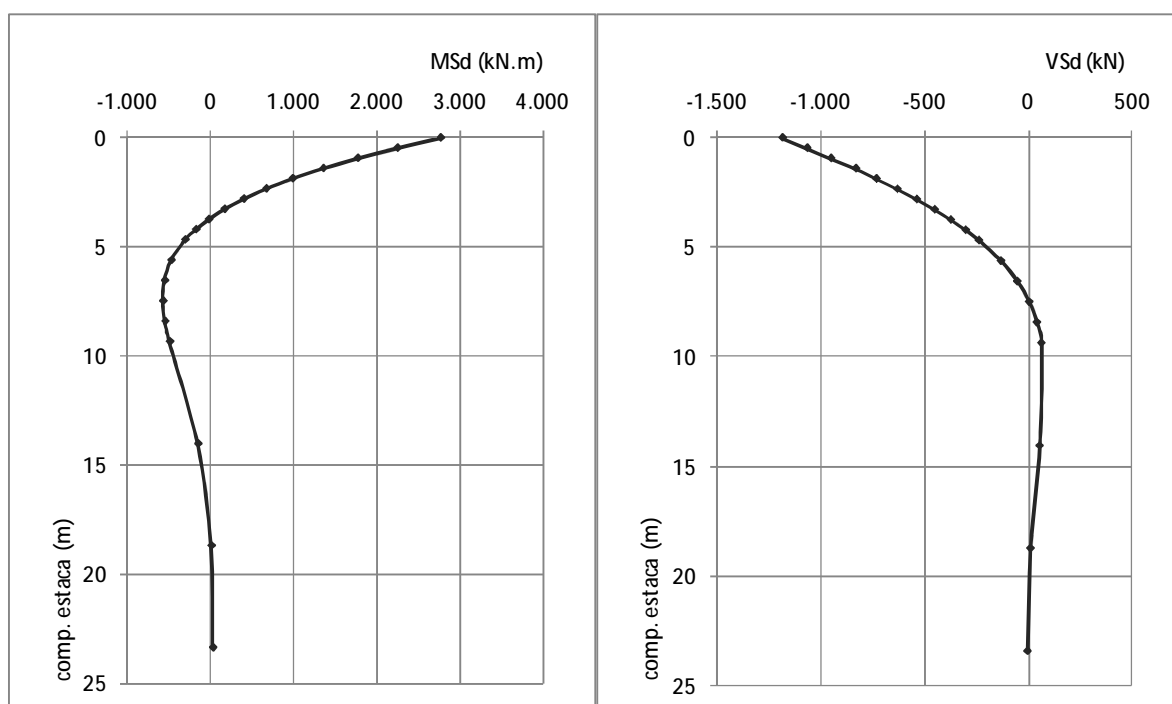


Figura 111 – Gráficos da variação dos esforços ao longo do comprimento das estacas dos pilares

Na determinação do momento resistente das estacas dos pilares utilizou-se o programa de cálculo RESPONSE 2000®, que permite traçar o o diagrama de interacção N-M para secções determinadas.

As estacas consideraram-se armadas conforme mostrado na próxima figura.

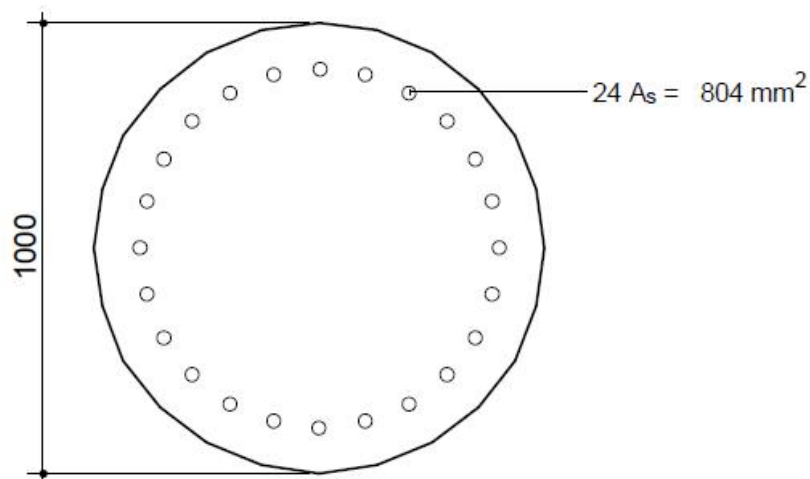


Figura 112 – Esquematização da armadura longitudinal das estacas dos pilares

O resultado da verificação da segurança relativamente ao momento flector longitudinal é apresentado no gráfico seguinte.

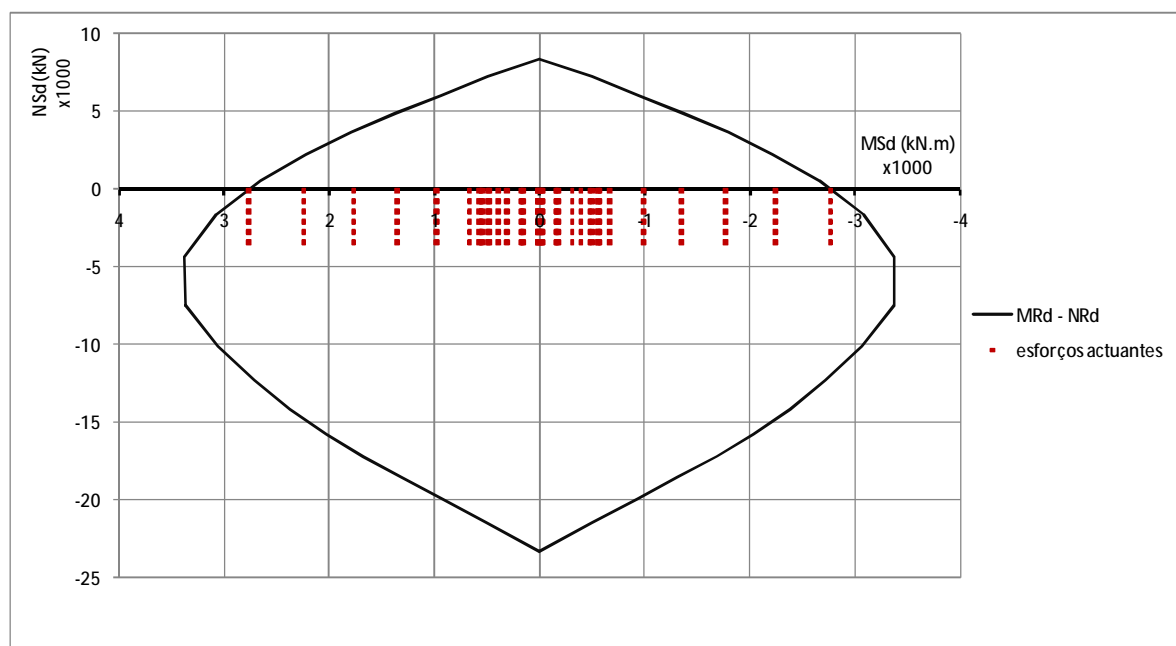


Figura 113 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector das estacas dos pilares

Pode constatar-se que a segurança está verificada, uma vez que todas as combinações momento / esforço axial actuantes estão dentro dos limites definidos pelo diagrama de interacção calculado.

Na verdade a combinação mais desfavorável resulta em:

Quadro 88 – Combinação de esforços mais desfavorável na análise das estacas dos pilares

Msd (kNm)	Nsd (kN)
2.765,3	-97,0

Para uma carga axial igual à actuante, a secção do pilar resiste a um momento de 2.774,9kNm, portanto superior ao valor do esforço actuante de cálculo, verificando a segurança.

No respeitante ao esforço transversal, verifica-se se a secção das estacas dos pilares respeita a condição definida no REBAP: $V_{sd} \leq V_{rd}$.

O esforço transversal actuante em cada maciço resulta do esforço transversal máximo obtido na base dos dois pilares respectivos. Conforme verificado na análise dos pilares, o esforço transversal máximo ocorre na direcção transversal de onde resulta o esforço transversal para as estacas determinado no próximo quadro.

Quadro 89 – Cálculo do esforço transversal actuante nas estacas dos pilares

$V_{sd,pilar} =$	7.092,7	kN
Nº pilares	2	
$V_{sd,maciço} =$	14.185,4	kN
Nº estacas	12	
$V_{sd} =$	1.182,1	kN

Atendendo ao estabelecido nos artigos 53º e 56º do REBAP, o valor do esforço transversal resistente é obtido considerando as parcelas resistidas pelo betão e pelas armaduras: $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$.

Em que V_{cd} representa a parcela da resistência devida ao betão e V_{wd} a parcela correspondente às armaduras específicas (estribos) de esforço transversal.

A armadura necessária determina-se conforme descrito no quadro seguinte:

Quadro 90 – Cálculo da armadura de esforço transverso das estacas dos pilares

VSd :	1.182,1 kN
f_{syd} :	435 MPa
Betão :	C30/37
Secção equivalente	
be	0,9 m
recob.	0,07 m
de	0,73 m
τ	1,8 MPa
τ_1 (REBAP)	0,75 MPa
Vcd	489,5 kN
Vwd	692,6 kN
A_{sw}/S	24,4 cm ²
S	0,15
A_{sw} (total)	3,66 cm ²
nº ramos	2
$A_{sw}/ramo$	1,83 cm ²

Considerando os resultados do cálculo opta-se pela colocação de cintas helicoidais Ø16mm afastadas de 0,15m em todo o comprimento das estacas.

Para o dimensionamento e verificação de segurança dos maciços de fundação dos pilares foi considerado um modelo representativo da estrutura, do tipo treliça tridimensional, simulando os mecanismos do tipo escora-tirante que se formam no sistema de transferência de forças pilares-estacas.

A verificação de segurança do maciço consistiu em determinar as armaduras necessárias para resistir aos esforços das barras traccionadas e na limitação da compressão do betão nas barras comprimidas.

Para o cálculo dos esforços nas barras foi utilizado o programa de cálculo automático FACHWERK 3D.

Na modelação da estrutura utilizou-se uma treliça tridimensional equivalente a metade do maciço, com as seis estacas e o pilar correspondentes.

O pilar e as duas estacas menos carregadas fizeram-se equivaler a apoios. Nas estacas mais carregadas aplicaram-se forças equivalentes às forças axiais existentes nas estacas, descontando o peso próprio do maciço.

O resultado da análise do modelo é o que vem representado na figura seguinte.

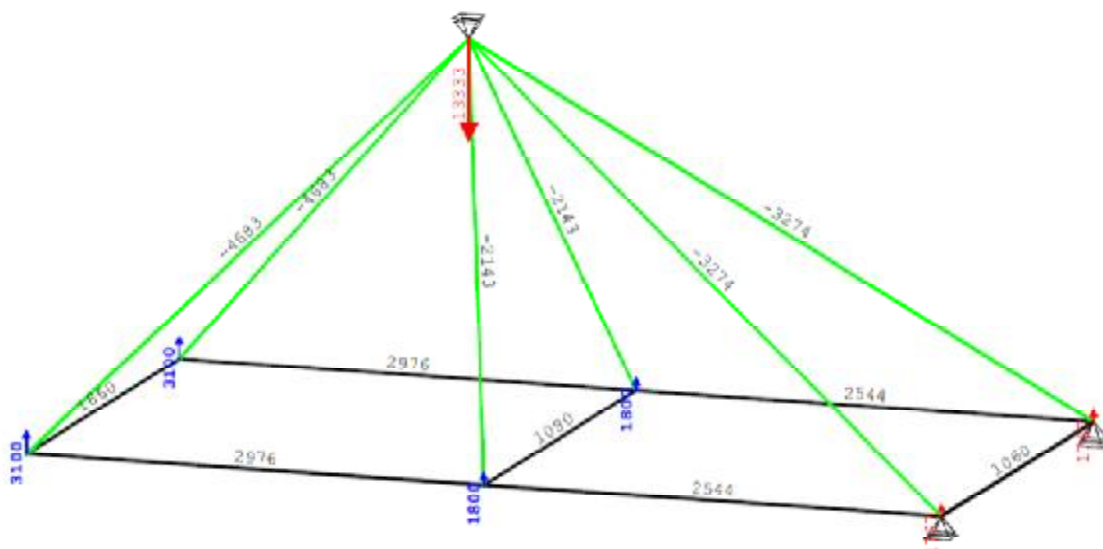


Figura 114 – Esforços nas barras do modelo de treliça tridimensional do maciço de fundação dos pilares

Do resultado da análise do modelo resulta os seguintes resultados principais:

- § Barra mais comprimida: 4.683kN – Será utilizado para verificar a resistência da biela de betão mais esforçada.
- § Barra mais traccionada na direcção longitudinal da obra: 1.860kN – Será utilizado para calcular a armadura longitudinal inferior do maciço.
- § Barra mais traccionada na direcção transversal da obra: 2.976kN – Será utilizado para calcular a armadura transversal inferior do maciço.

A verificação da resistência da biela de betão mais esforçada fez-se seguindo o modelo utilizado na verificação da segurança das bielas dos maciços de fundação do Viaduto Sobre a Ribeira de Grândola, da autoria do Prof. Júlio Appleton, conforme demonstrado no Boletim Técnico 16 da Fib.

Na próxima figura representa-se o nó equivalente ao encastramento da cabeça de uma estaca no maciço de fundação:

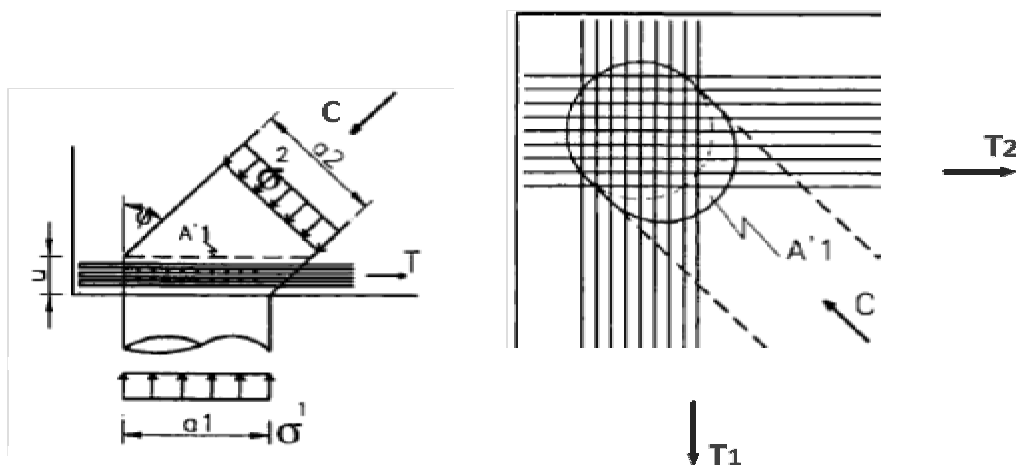


Figura 115 – Esquematização de um nó equivalente ao encastramento de uma estaca no maciço

Sabendo que o ponto sensível da transferência da força da biela é no interface do nó e que a área (A_1 da figura) desse interface é dada por:

$$A_1 = A_{estaca} + \phi_{estaca} \cdot u \cdot tg\phi \quad (29)$$

E considerando a resistência efectiva do betão calculada por:

$$f_{1cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (30)$$

$$f_{cd,eff} = v_2 \cdot f_{1cd} \therefore v_2 = 0,85 \quad (31)$$

Resulta o cálculo da tensão no interface do nó das bielas comprimidas do maciço de fundação dos pilares conforme demonstrado no próximo quadro.

Quadro 91 – Cálculo da tensão no betão na interface das bielas comprimidas com as estacas

f_{cd} :	20			MPa
$f_{cd,eff}$:	14,45			MPa
C :	4.683	2.143	3.274	kN
A_{estaca} :	0,785			m ²
\varnothing_{estaca} :	1			m
$u \approx$	0,25			m
δx :	2,4	0,6	3,6	m
δy :	1,5	1,5	1,5	m
δz :	2,5	2,5	2,5	m
hip_xy :	2,830	1,616	3,900	m
φ :	0,8	0,6	1,0	rad
	48,5	32,9	57,3	°
A_1 :	1,068	0,947	1,175	m ²
σ_{biela} :	4,38	2,26	2,79	MPa

Comprova-se que a tensão de compressão no betão é inferior à tensão de compressão efectiva, pelo que são admissíveis as forças registadas nas barras comprimidas do modelo.

O cálculo das armaduras necessárias para garantir o esforço nas barras traccionadas do modelo foi executado considerando as forças de tracção existentes, em ambas as direcções, e o valor de cálculo da tensão de cedência do aço, conforme demonstrado no quadro.

Quadro 92 – Cálculo das armaduras de tracção necessárias nos maciços de fundação dos pilares

Longitudinal		Transversal	
f_{syd} :	435 MPa	f_{syd} :	435 MPa
T_{long} :	1.860 kN	T_{transv} :	2.976 kN
As :	0,00428 m ² 42,76 cm ²	As :	0,00684 m ² 68,41 cm ²

As armaduras serão materializadas, em cada alinhamento de estacas, por:

- § No sentido longitudinal, 2 x 5 Ø25mm perfazendo uma área de 49,09cm²;
- § No sentido transversal, 2 x 7 Ø25mm perfazendo uma área de 68,72cm².

2.2.9.2 FUNDAÇÕES DOS ENCONTROS

No geral, para as fundações dos encontros seguiu-se o mesmo tipo de raciocínio, utilizaram-se o mesmo tipo de modelos e fizeram-se as mesmas verificações que foram devidamente explanadas no dimensionamento das fundações dos pilares. Por esta razão, mas sem comprometer a inteligibilidade do raciocínio, a exposição do dimensionamento das fundações dos encontros vai ser mais sucinta, baseando-se, sempre que possível, apenas nos quadros com os cálculos e nas figuras explicativas.

Conforme é representado na figura seguinte, para a fundação dos encontros utilizaram-se estacas Ø800mm em betão armado e moldadas no terreno, sendo cada encontro fundado em catorze estacas (duas estacas por cada montante). O afastamento entre estacas no sentido transversal é ditado pelo afastamento dos montantes entre si, no entanto é sempre superior a três vezes o diâmetro das estacas, sendo no mínimo de 3,10m e no máximo de 3,61m. No sentido longitudinal o afastamento entre estacas é exactamente de três diâmetros (2,40m). O maciço tem dimensões de 21,5m X 3,90m X 2,00m.

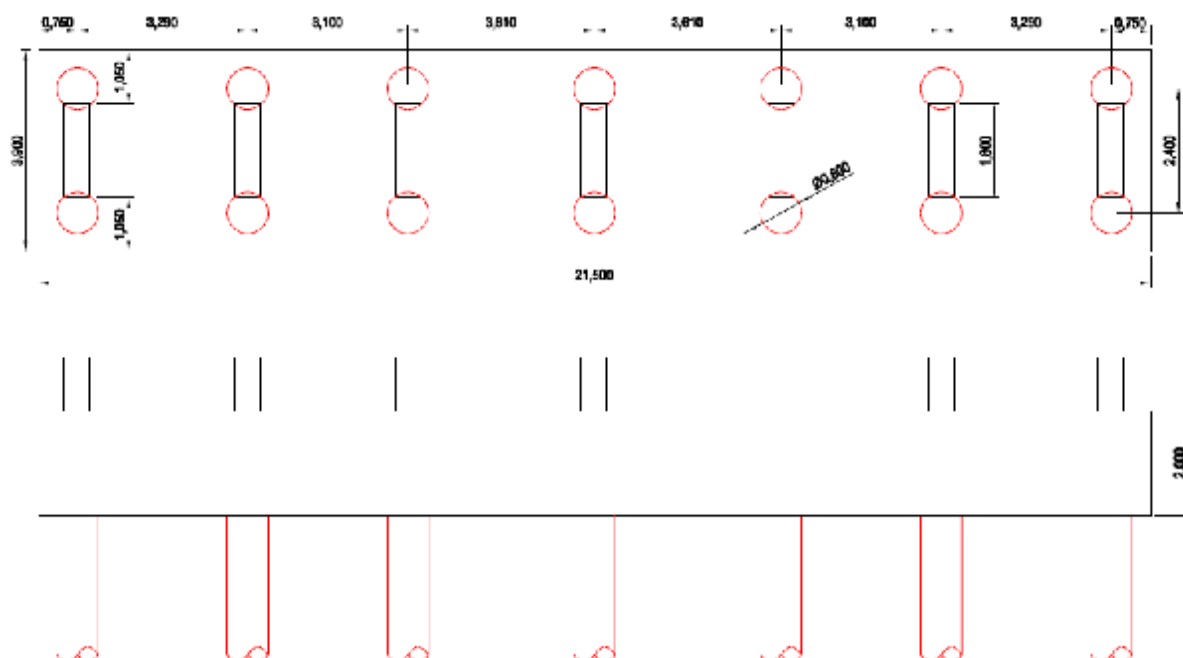


Figura 116 – Dimensionamento geral das fundações dos encontros

O dimensionamento e respectiva verificação de segurança faz-se seguidamente, adoptando integralmente, conforme atrás referido, a metodologia utilizada na análise das fundações dos pilares, apresentando-se por isso de forma mais sucinta.

Quadro 93 – Cálculo do esforço normal actuante para cada estaca, proveniente do esforço normal na base dos montantes dos encontros e do PP do maciço

PP+RCP _{Tabuleiro}	2.667 kN
PP _{Viga estribo}	630 kN
PP _{Montantes}	534 kN
PP _{Maciço}	4.193 kN
N _{Sd,N}	7.490 kN
N _{Sd,N} /estaca	1.070 kN

Uma vez que os aparelhos de apoio nos encontros são guiados, com o movimento livre no sentido longitudinal da obra não foi considerado qualquer momento na direcção longitudinal na verificação final da compressão das estacas, por isso essa verificação fez-se apenas para a direcção transversal, como se impunha.

Quadro 94 – Cálculo do esforço normal actuante final para cada estaca dos encontros, considerando o momento flector na direcção transversal

M _{actuante} =	17.010 kN.m	
e1 =	10 m	$\sum ei^2 = 316,112$
e2 =	6,71 m	
e3 =	3,61 m	F1 = 538 kN
		F2 = 361 kN
N _{Sd,M} =	-538 kN	F3 = 194 kN
Nº estacas mais traccionadas	2	
N _{Sd,M} / estaca:	269 kN	
N _{Sd,mínimo} :	801 kN	
N _{Sd,máximo} :	1.339 kN	
$\sigma_{\text{máx ponta}}$:	2,66 MPa	

Verifica-se que não há estacas traccionadas, sendo que a estaca menos comprimida tem um esforço axial resultante de 801kN, por sua vez a estaca mais comprimida apresenta um esforço axial de 1.339kN.

A tensão máxima de compressão é de 2,66MPa inferior aos 6,0MPa da tensão admissível.

Quadro 95 – Cálculo do momento actuante na cabeça das estacas dos pilares

V_{sd} :	8.024	kN
Nº estacas:	14	
V_i :	-573	kN
E_s :	25.000	KPa
K :	12.500	KPa
E_c :	3,05E+07	kPa
I_c :	0,02011	m4
λ :	3,74279	m
M_i :	1.073	kNm

Quadro 96 – Cálculo da variação dos esforços ao longo do comprimento das estacas dos pilares

ζ	Coeficientes de Winkler				Esforços		z (m)
	A_M	B_M	A_T	B_T	M (kNm)	V (kN)	
0,0	0,000	1,000	1,000	0,000	1.072,5	-573,1	0,00
0,1	0,090	0,991	0,81	-0,180	869,8	-515,8	0,37
0,2	0,163	0,965	0,64	-0,325	685,3	-459,9	0,75
0,3	0,219	0,927	0,489	-0,424	524,5	-401,8	1,12
0,4	0,261	0,878	0,356	-0,522	381,8	-353,6	1,50
0,5	0,291	0,823	0,241	-0,581	258,5	-304,6	1,87
0,6	0,310	0,763	0,143	-0,619	153,4	-259,3	2,25
0,7	0,320	0,699	0,06	-0,639	63,3	-217,5	2,62
0,8	0,322	0,635	-0,009	-0,644	-9,7	-179,4	2,99
0,9	0,318	0,571	-0,066	-0,637	-69,7	-144,7	3,37
1,0	0,310	0,508	-0,111	-0,619	-120,1	-113,8	3,74
1,2	0,281	0,390	-0,172	-0,561	-184,5	-62,2	4,49
1,4	0,243	0,285	-0,201	-0,486	-215,6	-24,1	5,24
1,6	0,202	0,196	-0,208	-0,403	-223,1	3,7	5,99
1,8	0,161	0,123	-0,199	-0,322	-213,4	21,8	6,74
2,0	0,123	0,067	-0,179	-0,246	-192,0	32,1	7,49
3,0	0,007	-0,042	-0,056	-0,014	-60,1	28,1	11,23
4,0	-0,014	-0,026	0,002	0,027	2,1	6,6	14,97
5,0	-0,007	-0,005	0,008	0,015	9,7	-0,3	18,71

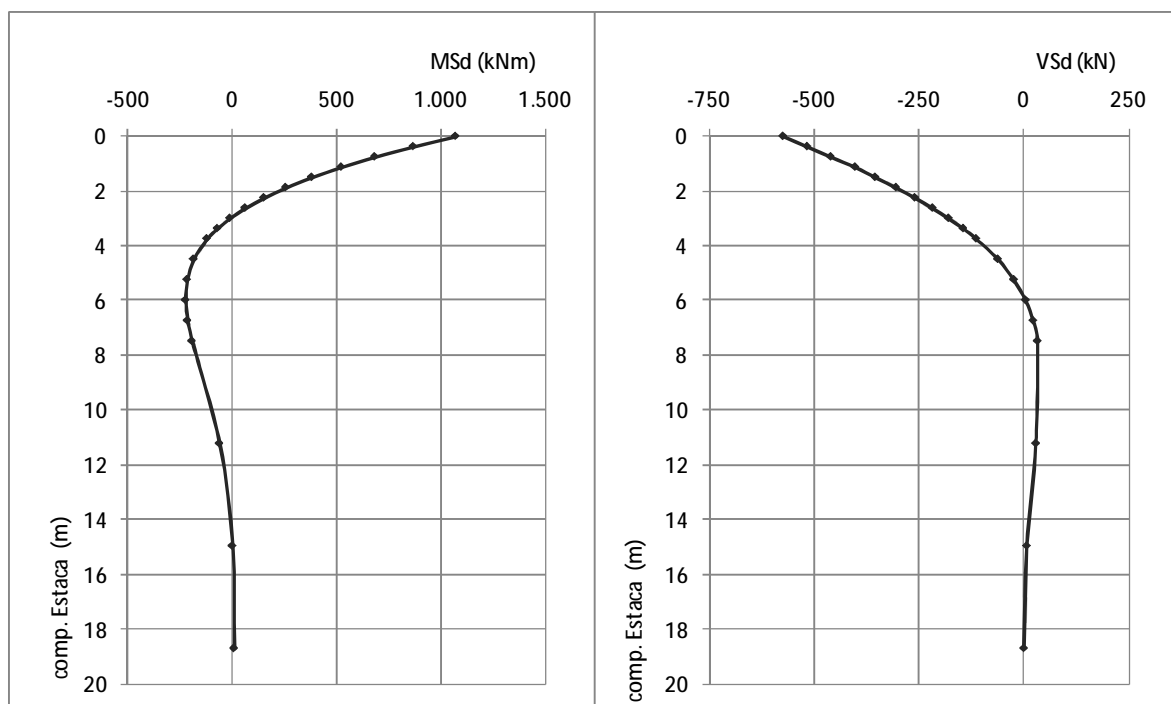


Figura 117 – Gráficos da variação dos esforços ao longo do comprimento das estacas dos encontros

Na determinação do momento resistente das estacas dos encontros utilizou-se mais uma vez o programa de cálculo RESPONSE 2000®.

As estacas consideraram-se armadas conforme mostrado na próxima figura.

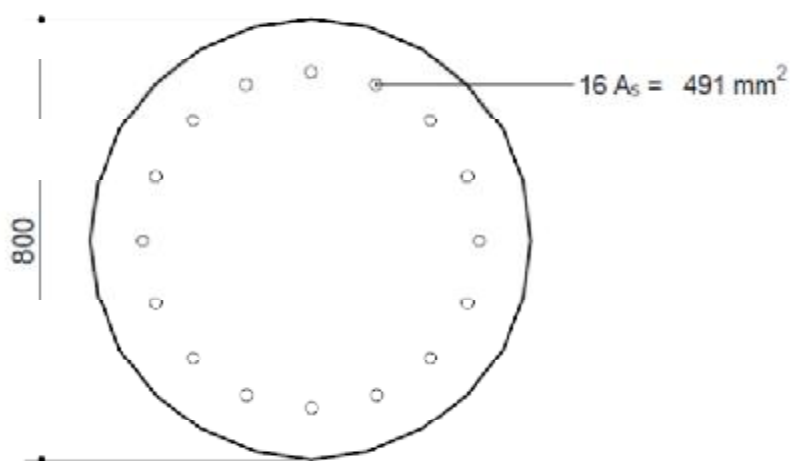


Figura 118 – Esquematização da armadura longitudinal das estacas dos encontros

O resultado da verificação da segurança relativamente ao momento flector longitudinal é apresentado no gráfico seguinte.

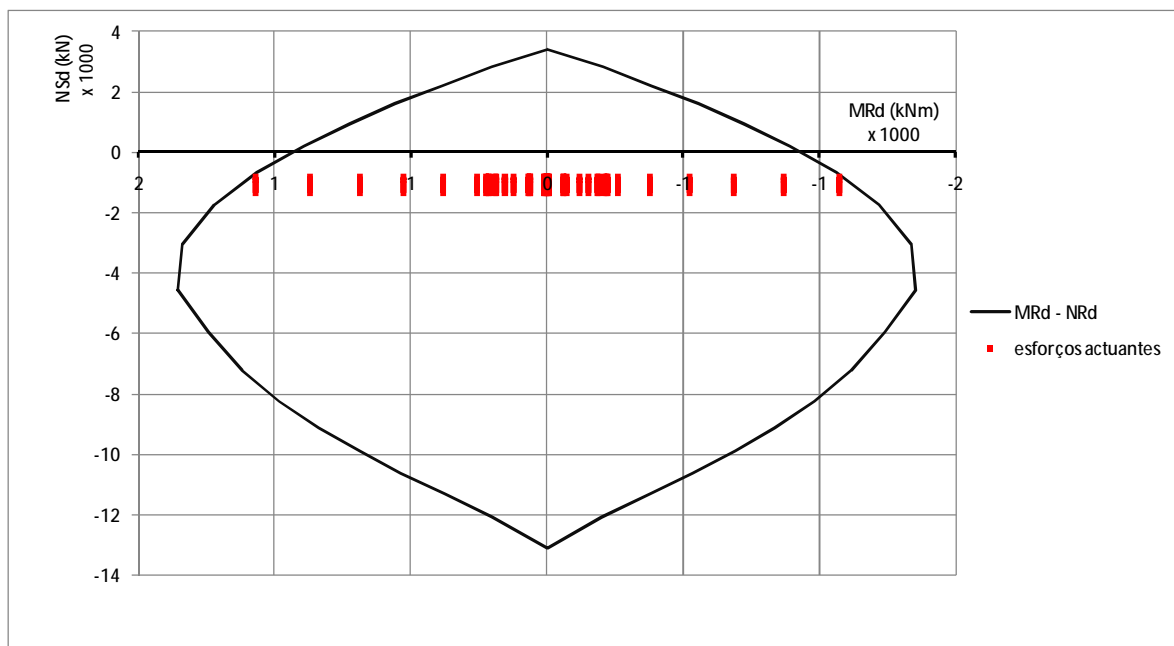


Figura 119 – Verificação da segurança ao Estado Limite de Momento Flector das estacas dos encontros

Pode constatar-se que a segurança está verificada, uma vez que todas as combinações momento / esforço axial actuantes estão dentro dos limites definidos pela linha de resistência calculada.

A combinação momento / esforço axial mais desfavorável é apresentada no quadro seguinte.

Quadro 97 – Combinação de esforços mais desfavorável na análise das estacas dos encontros

Msd (kNm)	Nsd (kN)
1.072,5	-801,0

Para uma carga axial igual à actuante, a secção do pilar resiste a um momento de 1.126,1kNm, portanto superior ao valor do esforço actuante de cálculo, verificando a segurança.

Quadro 98 – Cálculo do esforço transversal actuante nas estacas dos encontros

$V_{sd, montante} =$	673,2 kN
Nº montantes	7
$V_{sd, maciço} =$	4.712,4 kN
Nº estacas	14
$V_{sd} =$	336,6 kN

Quadro 99 – Cálculo da armadura de esforço transverso das estacas dos encontros

VSd :	336,6 kN
f_{syd} :	435 MPa
Betão :	C30/37
Secção equivalente	
be	0,72 m
recob.	0,07 m
de	0,57 m
τ	1,4 MPa
τ_1 (REBAP)	0,75 MPa
Vcd	308,4 kN
Vwd	28,2 kN
A_{sw}/S	1,3 cm ²
S	0,2
A_{sw} (total)	0,25 cm ²
nº ramos	2
$A_{sw}/ramo$	0,13 cm ²

Pode verificar-se que a secção de betão é quase suficiente para resistir ao esforço transversal imposto nas estacas, no entanto, opta-se pela colocação de cintas helicoidais Ø8mm afastadas de 0,20m em todo o comprimento das estacas.

O resultado da análise do modelo de treliça tridimensional que representa o maciço de fundação dos encontros vem representado na figura seguinte.

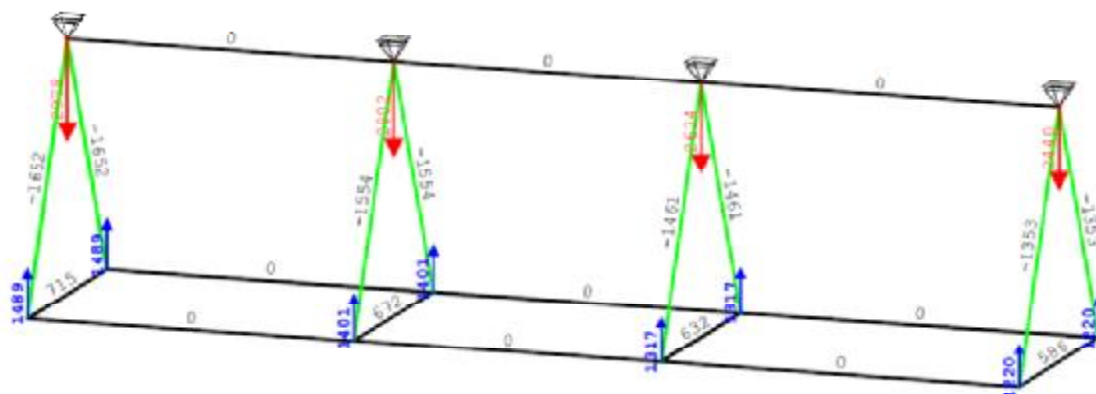


Figura 120 – Esforços nas barras do modelo de treliça tridimensional do maciço de fundação dos encontros

Retiram-se da análise do modelo os seguintes resultados principais:

- § Barra mais comprimida: 1.652kN – Será utilizado para verificar a resistência da biela de betão mais esforçada.
- § Barra mais traccionada na direcção longitudinal da obra: 715kN – Será utilizado para calcular a armadura longitudinal inferior do maciço.
- § Não há quaisquer esforços nas barras na direcção transversal da obra.

Quadro 100 – Cálculo da tensão no betão na interface das bielas comprimidas com as estacas dos encontros

f_{cd} :	20				MPa
$f_{cd,eff}$:	14,45				MPa
C :	1.652	1.554	1.461	1.353	kN
A_{estaca} :	0,503				m ²
\varnothing_{estaca} :	0,8				m
$u \approx$	0,25				m
δx :	0				m
δy :	1,2				m
δz :	2,0				m
hip_{xy} :	1,2				m
φ :	0,5				rad
	31,0				°
A_1 :	0,623				m ²
σ_{biela} :	2,65	2,50	2,35	2,17	MPa

Comprova-se que a tensão de compressão no betão é inferior à tensão de compressão efectiva (14,45MPa), pelo que são admissíveis as forças registadas nas barras comprimidas do modelo.

Quadro 101 – Cálculo das armaduras de tracção necessárias nos maciços de fundação dos encontros

Longitudinal	
f_{syd} :	435 MPa
T_{long} :	715 kN
A_s :	0,00164 m ² 16,44 cm ²

As armaduras serão materializadas, em cada alinhamento de estacas, por armaduras constituídas por 4 Ø25mm, perfazendo uma área de 19,63cm², colocadas no sentido longitudinal da obra.

2.2.10. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

Tendo sido pré-determinado, através do algoritmo de cálculo definido pelo fabricante, o tipo de aparelho de apoio a utilizar aquando do dimensionamento dos pilares, interessa agora verificar se o aparelho seleccionado corresponde efectivamente às necessidades da obra, nomeadamente se se verifica a segurança relativamente às forças, verticais e horizontais, aplicadas bem como se é capaz de absorver os deslocamentos previsíveis da estrutura.

Determinar-se-ão também as forças aplicadas nos aparelhos de apoio dos encontros, bem como os deslocamentos que os mesmos devem comportar. Mas, ao contrário do que se passa para os aparelhos HDRB dos pilares, não será realizada nenhuma verificação de segurança, uma vez que não são indicados nenhuns dispositivos específicos para os encontros neste Projecto, ficando a cargo do Adjudicatário propor os mesmos de acordo com os valores do dimensionamento aqui estabelecidos.

2.2.10.1 FORÇAS VERTICAIS

O quadro seguinte apresenta o resumo das acções verticais sobre cada um dos aparelhos de apoio nos pilares e nos encontros, bem como as combinações que interessam à verificação da segurança dos aparelhos de apoio dos pilares.

Quadro 102 – Cálculo das cargas verticais actuantes (kN) em cada aparelho de apoio

kN	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. SCR	Comb. SIS
E1	774,0	126,1		-475,3	677,2	17,4	110,3		125,7	1.937,0	
P1	2.502,9	426,4		-63,1	889,0	30,3	66,7		366,4	5.382,3	3.961,6
P2	2.477,5	423,7		-21,2	902,6	31,6	29,5		335,5	5.369,9	3.961,1
P3	2.475,3	422,8		8,6	906,5	31,9	4,3		328,2	5.376,0	3.983,6
P4	2.480,3	423,9		-6,2	906,6	31,9	4,3		340,7	5.371,0	3.978,6
P5	2.463,1	420,6		10,9	905,6	31,8	4,0		339,5	5.356,6	3.965,9
P6	2.525,0	432,5		-30,2	899,0	31,2	26,8		301,9	5.430,9	4.030,3
P7	2.299,3	388,0		-67,7	885,7	29,7	78,1		283,4	5.050,7	3.625,2
E2	575,9	89,2		-436,7	642,7	14,7	135,2		130,9	1.617,2	

Constata-se relativamente aos aparelhos de apoio dos encontros que deverão suportar um carregamento vertical superior a 1.937,0kN.

Quanto aos aparelhos de apoio dos pilares constata-se que a segurança é verificada relativamente à força vertical aplicada, uma vez que:

$$\S \quad V_{sd} (5.430,9\text{kN}) \leq V_{\max} \text{ aparelho } (8.200\text{kN})$$

$$\S \quad V_{sis} (4,030,3\text{kN}) \leq V_{sism} \text{ aparelho } (4.200\text{kN})$$

2.2.10.2 FORÇAS HORIZONTAIS LONGITUDINAIS

No próximo quadro figuram as acções horizontais sobre os aparelhos de apoio, bem como a combinação fundamental de acções correspondente ao valor de cálculo da força horizontal longitudinal aplicada sobre os aparelhos.

Quadro 103 – Cálculo das cargas horizontais longitudinais actuates (kN) em cada aparelho de apoio

kN	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. SIS
E1										
P1			123,3					30,9	319,2	663,8
P2			74,8					18,7	289,2	546,0
P3			40,4					10,1	311,7	528,2
P4			0,4					0,1	306,8	460,8
P5			38,9					9,8	306,8	518,5
P6			78,6					19,7	308,0	579,9
P7			121,3					30,2	316,1	656,0
E2										

Este cálculo, apesar de apresentado, é secundário, dado a verificação da segurança dos aparelhos de apoio dos pilares, relativamente às forças horizontais impostas, ser feita de forma indirecta pela comparação entre deslocamento de cálculo e o deslocamento máximo admissível.

Sendo os aparelhos de apoio dos encontros do tipo *Pot Bearing* guiado com movimento livre na direcção longitudinal da obra, não estão sujeitos a qualquer carga (a menos de as devidas ao atrito característico do próprio aparelho) nessa direcção.

2.2.10.3 FORÇAS HORIZONTAIS TRANSVERSAIS

O quadro seguinte mostra as acções horizontais sobre os aparelhos de apoio, no caso concreto apenas a acção sísmica impõe forças horizontais transversais à estrutura, e as forças de cálculo resultado da combinação fundamental com acção de base o sismo.

Quadro 104 – Cálculo das cargas horizontais transversais actuates (kN) em cada aparelho de apoio

kN	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. SIS
E1									762,2	1.143,2
P1									705,9	1.058,9
P2									511,4	767,0
P3									313,9	470,8
P4									128,9	193,3
P5									492,6	738,9
P6									633,6	950,4
P7									737,2	1.105,7
E2									764,4	1.146,5

Tal como no caso das forças longitudinais a verificação da segurança dos aparelhos de apoio dos pilares será realizada de forma indirecta pela comparação entre deslocamento de cálculo e o deslocamento máximo admissível.

Relativamente aos aparelhos de apoio dos encontros os mesmos deverão prever uma força horizontal transversal mínima de 1.146,5kN.

2.2.10.4 DESLOCAMENTOS

No cálculo dos deslocamentos nos aparelhos de apoio utilizou-se a seguinte combinação de acções:

$$\delta_{\max} = \delta_{CP} + 1,5 \cdot \delta_{SIS} + 0,5 \cdot \delta_{VUT} \quad (32)$$

A parcela indicada como o deslocamento devido às cargas permanentes (δ_{CP}) refere-se naturalmente ao deslocamento imposto pela acção dos efeitos diferidos do betão; como estes efeitos implicam um

“encurtamento” do tabuleiro não são considerados, por serem favoráveis, quando está em causa a avaliação dos deslocamentos em sentido contrário.

Os quadros seguintes mostram os deslocamentos, longitudinais e transversais, impostos pelas acções individuais e as respectivas combinações dos mesmos. Os deslocamentos nos aparelhos de apoio obtiveram-se descontando aos deslocamentos totais os deslocamentos verificados nos pilares.

Quadro 105 – Cálculo dos deslocamentos longitudinais (m) totais

m	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS
E1			0,0708					0,0177	0,1445
P1			0,0558					0,0140	0,1445
P2			0,0373					0,0093	0,1445
P3			0,0187					0,0047	0,1445
P4			0,0002					0,0000	0,1445
P5			0,0183					0,0046	0,1445
P6			0,0369					0,0092	0,1445
P7			0,0554					0,0139	0,1445
E2			0,0674					0,0169	0,1445

Quadro 106 – Cálculo dos deslocamentos longitudinais (m) nos pilares

m	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS
E1									
P1			0,0027					0,0007	0,0070
P2			0,0050					0,0012	0,0194
P3			0,0013					0,0003	0,0101
P4			0,0000					0,0000	0,0121
P5			0,0015					0,0004	0,0121
P6			0,0029					0,0007	0,0116
P7			0,0032					0,0008	0,0082
E2									

Quadro 107 – Cálculo dos deslocamentos longitudinais (m) nos aparelhos de apoio

m	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. (-)	Comb. (+)
E1			0,0708					0,0177	0,1445	0,2964	0,2256
P1			0,0531					0,0133	0,1375	0,2660	0,2129
P2			0,0323					0,0081	0,1251	0,2240	0,1917
P3			0,0174					0,0044	0,1344	0,2212	0,2038
P4			0,0002					0,0000	0,1324	0,1988	0,1986
P5			0,0168					0,0042	0,1324	0,2175	0,2007
P6			0,0340					0,0085	0,1329	0,2376	0,2036
P7			0,0522					0,0131	0,1363	0,2632	0,2110
E2			0,0674					0,0169	0,1445	0,2926	0,2252

Quadro 108 – Cálculo dos deslocamentos transversais (m) totais

m	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS
E1									
P1									0,0171
P2									0,0635
P3									0,1063
P4									0,1214
P5									0,1007
P6									0,0553
P7									0,0114
E2									

Quadro 109 – Cálculo dos deslocamentos transversais (m) nos pilares

m	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS
E1									
P1									0,0000
P2									0,0008
P3									0,0007
P4									0,0009
P5									0,0008
P6									0,0004
P7									0,0001
E2									

Quadro 110 – Cálculo dos deslocamentos transversais (m) nos aparelhos de apoio

	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. SIS
E1										
P1									0,0171	0,0257
P2									0,0627	0,0941
P3									0,1056	0,1584
P4									0,1205	0,1808
P5									0,0999	0,1499
P6									0,0549	0,0824
P7									0,0113	0,0170
E2										

Conclui-se portanto que os aparelhos dos pilares foram bem dimensionados tendo em conta os deslocamentos de cálculo, verificando-se que:

$$\S \quad \delta_{\max} (266\text{mm}) \leq S_{\max} \text{ aparelho de apoio } (290\text{mm})$$

Os aparelhos de apoio dos encontros devem acomodar um deslocamento mínimo de 0,522m e na sua montagem deverá ser guardado o cuidado necessário dada a assimetria dos movimentos no sentido do encurtamento e no sentido do alongamento do tabuleiro.

Em resumo os aparelhos de apoio dos encontros deverão obedecer às condições mínimas do quadro.

Quadro 111 – Características obrigatórias dos aparelhos de apoio dos encontros

	N (kN)	VT (kN)	δ^- (mm)	δ^+ (mm)
E1 e E2	2.000	1.200	300	250

2.2.10.5 JUNTAS DE DILATAÇÃO

Na abordagem aos deslocamentos admissíveis nas juntas de dilatação, tiveram-se em consideração dois factores associados a este tipo de dispositivos e que permitem a adopção de deslocamentos menos severos. Esses factores são:

- § O relativamente curto período de vida quando comparado com a restante estrutura, devido às solicitações constantes do tráfego a que estão sujeitas;
- § A relativa facilidade com que poderão ser substituídas sem necessidade de elevada mobilização de meios e sem elevados custos associados.

Estes factores permitiram não considerar a acção sísmica no cálculo dos deslocamentos das juntas, admitindo que a ocorrência de um sismo no máximo aceleraria o processo de substituição das mesmas. No entanto, a dispensa do sismo não deve ser considerada na definição do *gap* dos encontros, uma vez que não se deve permitir que o tabuleiro colida com os muros testa.

Neste contexto, no cálculo dos deslocamentos das juntas de dilatação utilizou-se a seguinte combinação de acções:

$$\delta_{m\acute{a}x} = 1,5\delta_{CP} + 1,5 \cdot \delta_{VUT} \quad (33)$$

O cálculo dos deslocamentos nas juntas de dilatação apresenta-se no próximo quadro.

Quadro 112 – Cálculo dos deslocamentos longitudinais (m) nas juntas de dilatação

	PP	RCP	DIF	PE	SCR	SCP	VDT	VUT	SIS	Comb. (-)	Comb. (+)
E1			0,0708					0,0177	0,1445	0,1328	0,0266
E2			0,0674					0,0169	0,1445	0,1265	0,0254

Com base nos deslocamentos obtidos indica-se que as juntas de dilatação a propor pelo adjudicatário deverão obedecer às condições mínimas definidas no quadro.

Quadro 113 – Características obrigatórias das juntas de dilatação

	vão máximo (mm)	gap instalação (mm)	$\delta+$ (mm)	$\delta-$ (mm)
E1 e E2	400	250	140	40

Recomenda-se ainda que as juntas de dilatação sejam instaladas em obra com uma pré-compressão, uma vez que os deslocamentos esperados no sentido do encurtamento do tabuleiro (13,3cm) são muito superiores aos deslocamentos esperados no sentido do alongamento (2,7cm). Por exemplo uma junta de dilatação que permita um movimento de ± 10 cm deverá ser instalada com uma pré-compressão que garanta um deslocamento de instalação de +15/-5cm, conforme ilustrado na figura.

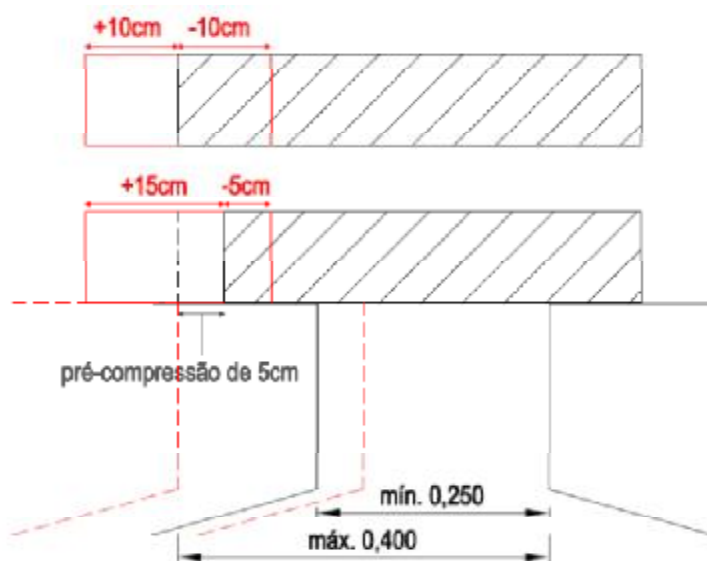


Figura 121 – Exemplo de esquema de instalação com pré-compressão para uma JD com movimento $\pm 10\text{cm}$

3. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Este Trabalho de Projecto foi realizado à luz da regulamentação nacional em vigor, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), resultando num Projecto de Execução de um viaduto rodoviário, que cumpre todas as exigências e pressupostos inerentes a um projecto desta natureza. Neste sentido, resulta deste trabalho a definição de uma estrutura que, verificando a segurança em todos os seus componentes, tanto em fase de construção como em fase de exploração, está apta a ser executada, o que em última análise era o que se pretendia.

Pelo que se acabou de referir, o objectivo principal deste Trabalho foi conseguido, ou seja a fase correspondente à elaboração de um Projecto de Execução foi completada de forma satisfatória e pouco mais haveria a concluir relativamente ao mesmo. No entanto procurou-se, no âmbito da realização de um trabalho que foi essencialmente (ou exclusivamente) académico, encetar uma aproximação àquilo que será no futuro projectar “em ambiente” EUROCÓDIGOS, particularmente na vertente que mais mudanças trará à forma como actualmente se projecta e que está relacionada com a resistência das estruturas à acção dos sismos (EUROCÓDIGO 8). Neste contexto focou-se a atenção naquilo que são os princípios do Projecto por avaliação da capacidade real, ou “Capacity Design”, relativos àquilo que é o comportamento pretendido para as estruturas sujeitas à acção dos sismos.

Desta aproximação ao EUROCÓDIGO 8 (EC8) resultaram algumas conclusões e levantaram-se algumas questões, que não tendo sido o objectivo principal deste Trabalho, importa referir e relevar.

Poderá dizer-se que na génese do “Capacity Design” estarão os factos de, por um lado ser impossível prever as características exactas de um sismo e, por outro, ser economicamente inviável projectar estruturas que resistam aos sismos em regime linear.

Pode resumir-se o conceito de “Capacity Design” contido no EC8, como o conjunto de condições e exigências que permitem seleccionar as zonas das estruturas onde será dissipada, por processos histeréticos, a energia introduzida na estrutura. A dissipação deverá ser feita considerando mecanismos dúcteis do tipo rótula plástica, em detrimento de mecanismos com comportamento frágil, como por exemplo, os associados ao esforço transversal. Para tal é essencial garantir que a

formação dos mecanismos dúcteis pretendidos não é antecedida pela ocorrência de roturas frágeis, daí resultando o conjunto de regras associadas ao “Capacity Design”.

No REBAP, apesar de se introduzir já o conceito da “ductilidade melhorada”, que contempla o comportamento não linear das estruturas, as disposições construtivas correspondem a uma forma incipiente de “Capacity Design” em que não são directamente abordados alguns aspectos importantes ligados à capacidade real.

A filosofia de dimensionamento de estruturas de pontes contida no EC8 traduz-se em dois aspectos essenciais, como se refere em seguida:

- 1) O dimensionamento dos pilares em termos de esforço transversal deverá ser feito tendo em conta a capacidade real em termos de resistência à flexão, isto é, as armaduras transversais deverão ser dimensionadas considerando diagramas de esforços transversos compatíveis com os diagramas de momentos resistentes (e não de cálculo). As diferenças consistem essencialmente no facto de em geral, as armaduras longitudinais especificadas serem superiores às necessárias por cálculo e também a sobrerresistências associadas ao confinamento das armaduras, ao comportamento do aço para extensões elevadas (eventual endurecimento) e ao efeito do esforço axial;
- 2) Não é desejável que a rotura ocorra nos elementos de fundação.

Em resumo, neste Projecto a acção sísmica foi definida de acordo com o estipulado no RSA, ou seja desse lado não houve qualquer alteração, mas no dimensionamento de pilares e fundações foram consideradas as regras do “Capacity Design”.

Tornou-se evidente nesta abordagem que há um agravamento substancial na definição das capacidades resistentes de alguns componentes, nomeadamente fundações. Por outro lado também, as regras relativas às disposições construtivas e pormenorização dos diversos elementos estruturais, designadamente as relativas ao afastamento das armaduras transversais e às armaduras de confinamento, são substancialmente diferentes e mais exigentes do que aquelas que resultam do estabelecido no REBAP.

Um dos efeitos mais significativos resultante da adopção das regras de “Capacity Design” tem a ver com a solução adoptada de utilizar apenas um pilar por tabuleiro em cada alinhamento transversal. A forma alongada deste pilares para permitir inserir dois aparelhos de apoio e as regras construtivas originaram, na direcção transversal, uma capacidade resistente em momento flector muito superior à exigida pelo cálculo com óbvias implicações no dimensionamento das fundações.

De facto, o elevado momento flector resistente existente na direcção transversal dos pilares, na ordem dos 26.000kN.m já seria cerca de cinco vezes superior ao esforço actuante de cálculo que é de cerca de 5.000kN.m, mas ainda foi multiplicado por um factor de 1,35, de acordo com as regras do “Capacity Design”, originando um valor de dimensionamento de cerca de 35.000kN.m que é sete vezes superior ao esforço de cálculo.

Esta situação condicionou fortemente a definição da solução para a fundação dos pilares, tendo obrigado mesmo à adopção de um maciço único por cada alinhamento transversal contendo os dois pilares de cada um dos tabuleiros.

Para garantir a rigidez de um maciço de tão elevadas dimensões foi necessário conferir-lhe uma altura de 2,5m e a resistência das estacas apenas foi conseguida com acréscimo substancial de armaduras face a situações correntes e pelo aumento do respectivo diâmetro.

No entender do Autor pode concluir-se que a nova forma de dimensionar as estruturas, incontornavelmente condicionará as próprias soluções adoptadas pelos projectistas, podendo mesmo vir a forçá-los a alterar os próprios conceitos estéticos que têm das obras.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DEC. LEI Nº 235/83 de 31 de Maio – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios E Pontes (RSA).
- [2] DEC. LEI Nº 349-C/83 de 30 de Julho – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).
- [3] NP EN 206-1. 2005, Betão – Parte 1: “Especificação, desempenho, produção e conformidade”. Lisboa: IPQ.
- [4] EN 1992-2. 2004, EUROCÓDIGO 2: “Projecto de Estruturas de Betão” – Parte 2: “Pontes de Betão Armado”. Bruxelas: CEN.
- [4] EN 1998-2. 2005, EUROCÓDIGO 8: “Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos” – Parte 2: “Pontes”. Bruxelas: CEN.
- [5] ALGA, ALGASISM. HDRB / LRB – “High Damping Rubber Bearings” / “Lead Rubber Bearings”. Apresentação/Catálogo Técnico dos aparelhos de apoio de elevado amortecimento sísmico. Milão, Itália.
- [6] HY-TEN GABION SOLUTIONS. “Welded Mesh Gabions” – “Retaining Wall Design Guide”. Guião para o projecto de muros de gabiões. Wolverhampton, Inglaterra.
- [7] Bulletin 16 da FIB: Technical Report on “Design Examples for the 1996 FIP recommendations” – “Practical design of structural concrete”, Janeiro de 2002.
- [8] Acerca do Projecto de Fundações em Estacas de Betão Armado, Guy de Castro, Memória nº 488, LNEC, Lisboa, 1981.
- [9] Elementos da disciplina “Pontes e Viadutos”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), ano lectivo 2009/2010.
- [10] Elementos das disciplinas de “Engenharia Sísmica e Dinâmica das Estruturas”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), ano lectivo 2009/2010.
- [11] Elementos da disciplina de “Betão Estrutural III”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), ano lectivo 2009/2010.
- [12] Elementos da disciplina de “Dimensionamento de Estruturas”, Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias (ULHT), ano lectivo 2007/2008.
- [13] Estruturas de Betão II: Módulo 1 – “Pré-Esforço”, Marchão, Carla e Appleton, Júlio. Folhas de apoio às aulas, Instituto Superior Técnico (IST), ano lectivo 2007/2008.

[14] Programa de cálculo Automático SEC – Autoria do Doutor Eng. António Lopes Batista, Investigador do LNEC.

ANEXOS

ANEXO A – RELATÓRIO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

1. Introdução

Por solicitação de [REDACTED], realizou a [REDACTED] um estudo geológico e geotécnico complementar ao anteriormente realizado pela [REDACTED] em Setembro de 1998, cujo objectivo foi detalhar a informação disponível sobre os terrenos interessados nas fundações do Viaduto de Ligação do Troço 18 e 19 e de uma passagem superior de peões da [REDACTED], em São Julião do Tojal, Loures.

Os objectivos da referida campanha de prospecção foram alcançados com base na litologia, fracturação do maciço rochoso, assim como através de ensaios de penetração dinâmica tipo SPT.

Em anexo encontram-se localizados os trabalhos realizados (desenho n.º P04/728- 2398/01/0/5733), bem como os perfis interpretativos elaborados (desenho n.º 04/728- 2398/02/0/5734).

No presente relatório descrevem-se os trabalhos realizados, apresentam-se os resultados obtidos e as respectivas considerações finais e recomendações.

2. Características geológicas locais

A área em estudo encontra-se representada na folha 34-B de Loures da Carta Geológica de Portugal, na escala 1:50 000, onde ocorrem terrenos aluvionares associados ao rio Trancão, que se caracterizam essencialmente por blocos de basalto envoltos por matriz areno-argilosa. Subjacentes aos aluviões ocorrem oligocénicos representados pelo “Complexo de Benfica”, e neocretácicos representados pelo “Complexo Vulcânico de Lisboa”. Na zona prospectada os terrenos oligocénicos são caracterizados essencialmente por arenitos de tons avermelhados a acastanhados, e calcários de tons esbranquiçados, enquanto os neocretácicos são tufo brechóides. Foi ainda identificada, em profundidade, uma zona de transição entre o Oligocénico e o Neocretácico, que se caracteriza por uma argila arenosa com blocos de arenito e basalto dispersos.

Sobrejacente a este conjunto, e não representados na Carta referida anteriormente, ocorrem nalguns pontos do terreno aterros e terra vegetal. Os aterros caracterizam-se essencialmente por materiais areno-siltosos com fragmentos de natureza diversa e a terra vegetal por materiais argilo-siltosos, de cor castanha escura com restos vegetais.

3. Viaduto de ligação do troço 18 e 19

3.1 Trabalhos realizados e resultados obtidos

A referida campanha de prospecção consistiu na realização de 7 furos de sondagem, executados com recurso a equipamento de rotação, acompanhados da realização de ensaios de penetração dinâmica, tipo SPT.

As sondagens foram dadas como concluídas desde que a furacão compreendesse 3 m em rocha, e/ou após a obtenção de quatro negas consecutivas nos ensaios SPT.

3.1.1 Prospecção mecânica

3.1.1.1 Sondagens

Na zona do referido viaduto foram realizadas (7) sondagens (S1 a S7), com profundidades entre os 12.00 m (S6) e os 16.50 m (S5 e S7), num total de 102.00 m de furação.

No Quadro I indicam-se as sondagens realizadas, as coordenadas, cotas a que tiveram início e as profundidades atingidas.

Quadro I

Sondagem	Coordenadas		Cota de início (m)	Profundidade atingida (m)
	M	P		
S1	-86411.485	-89246.338	+10.09	13.50
S2	-86377.508	-89232.201	+9.64	15.00
S3	-86335.833	-89226.683	+9.38	15.00
S4	-86309.342	-89226.773	+9.30	13.50
S5	-86282.852	-89226.863	+9.30	16.50
S6	-86259.227	-89212.001	+9.49	12.00
S7	-86240.692	-89212.897	+9.60	16.50

As sondagens foram executadas com recurso a duas sondas rotativas, accionadas por motor a diesel de avanço hidráulico. Todas as sondagens foram executadas com carotagem contínua, utilizando para o efeito amostradores de parede dupla com coroas de prismas, com diâmetro de furação de Ø86 mm.

Na sequência dos resultados obtidos nas sondagens realizadas e atendendo à geologia regional da área em estudo, bem como pela informação bibliográfica disponível, individualizaram-se as seguintes unidades lito-estratigráficas assinaladas no Quadro II e descritas de seguida.

Quadro II

Idade	Formação	Litologia
Actual	Terra vegetal	Materiais areno-argilosos com fragmentos de natureza variada
	Aterro	Materiais argilo-siltosos com restos vegetais
Recente	Aluvião	Argila levemente arenosa
		Blocos de basalto envoltos por matriz areno-argilosa
Oligocénico	"Complexo de Benfica"	Arenito de matriz argilosa e de matriz carbonatada
		Argila areno-margosa
		Calcário margoso
Zona de transição entre o Oligocénico e o Neo-Cretácico	Zona de transição	Argila arenosa
Neo-Cretácico	"Complexo Vulcânico de Lisboa"	Tufo brechóide

Actual

Aterro – foi detectado nas sondagens S1, S6 e S7, desde a superfície até às profundidades de 1.25 m, 1.5 m e 1.4 m, respectivamente. Caracteriza-se por ser de natureza areno-argilosa de tons acastanhados claros a escuros com fragmentos de natureza variada de $D_{max}=10\text{cm}$.

Terra Vegetal – ocorre nas sondagens S3 a S5, desde a superfície, até às profundidades de 0.5 m, 1.5 m e 1.0 m, respectivamente. Caracteriza-se por ser de natureza argilo-siltosa, de tons acastanhados escuros a claros, com restos vegetais.

Recente – Aluvião

Argila – foi detectada em todas as sondagens, excepto na sondagem S1, desde a superfície (sondagem S2), subjacente à terra vegetal (sondagens S3 a S5) e aos aterros (sondagens S6 e S7), até à profundidade máxima 6.0 m (sondagem S5) e com espessura máxima de 5.0 m (sondagem S5). Caracteriza-se por uma argila levemente arenosa, por vezes siltosa, de cor castanha escura, com seixos e calhaus de calcário e basalto rolados de $D_{max}=11\text{ cm}$, dispersos.

Cascalheira – ocorre em todas as sondagens, subjacente aos aterros (sondagem S1), e às argilas recentes (sondagens S2 a S7), até à profundidade máxima de 9.6 m (sondagem S3), e com espessura máxima de 5.85 m (sondagem S1). É constituída por blocos de basalto rolados, de cor negra, cinzenta escura ou castanha escura de $D_{max}=30\text{ cm}$, e por seixos e calhaus subrolados de quartzo, calcário e basalto de $D_{max}=10\text{ cm}$, envoltos por matriz areno-argilosa, erodível pelo processo de furação.

Oligocénico - “Complexo de Benfica”

Arenitos – foram identificados em todas as sondagens, excepto na sondagem S6, subjacentes aos aluviões, até à profundidade máxima de 14.8 m (sondagem S5), com espessura máxima de 6.3 (sondagem S5) e mínima de 0.5 m (sondagem S7); no caso da sondagem S1 desenvolve-se até às profundidades máximas prospectadas, a partir da profundidade mínima de 7.1 m. De salientar que na sondagem S2 entre os 7.7 até aos 10.5 m, ocorre arenito desagregavel, recuperado como areia de grão médio, argilosa, com seixos de quartzo subrolados. Caracterizam-se por arenitos de grão médio a grosseiro, de matriz argilosa e / ou carbonatada (calcarenito?), por vezes com aspecto brechóide, de tons avermelhados, esbranquiçados, acastanhados claros a escuros, com laivos esverdeados, por vezes com nódulos de calcário e seixos e calhaus de quartzo subrolados de $D_{max}=4\text{cm}$. As fracturas apresentam-se afastadas (F2) a medianamente afastadas (F3-4), ocorrendo pontualmente muito próximas (F5), caracterizando-se por serem subhorizontais ou com inclinação de 20° em relação ao eixo da sondagem, rugosas, pouco onduladas, com preenchimento argiloso de tons avermelhados a esverdeados, ou, por vezes limpas.

A percentagem de recuperação no arenito apresenta valores variáveis, entre 40 % e 100 %, sendo este ultimo o mais representativo.

O índice de qualidade R.Q.D. (“Rock Quality Designation”), quando existente, apresenta valores muito variáveis entre os 10% e os 75%, não existindo quaisquer valores mais representativos.

Argilas – foram apenas identificadas na sondagem S7, entre as profundidades de 7.5m e os 8.8m, subjacentes aos arenitos e sobrejacentes aos calcários margosos. Caracterizam-se por serem argilas arenosas, margosas, compactas com passagens decimétricas de calcários de tons esbranquiçados.

A percentagem de recuperação dos níveis prospectados, apresenta valores na ordem dos 70%.

Calcário margoso – ocorre apenas nas sondagens S4 e S7, subjacente aos arenitos. Desenvolve-se, na sondagem S4, até à profundidade máxima prospectada, a partir dos 13.0 m de profundidade; e entre as profundidades de 8.8 m e o 10.5 m na sondagem S7, subjacente às argilas margosas oligocénicas. Caracterizam-se por calcários margosos de tons esbranquiçados com laivos rosados, e intercalações decimétricas de argila margosa de tons acastanhados claros. As fracturas apresentam-se próximas (F4) a muito próximas (F4-5), caracterizando-se por serem subhorizontais, rugosas, onduladas, com preenchimento argiloso de tons acastanhados.

A percentagem de recuperação no arenito apresenta valores variáveis, entre 80 % e 100 %, sendo este último o mais representativo.

O índice de qualidade R.Q.D. (“Rock Quality Designation”), apresenta valores muito variáveis entre os 30% e os 80%, não existindo quaisquer valores mais representativos.

Zona de transição

Argila arenosa – ocorre nas sondagens S5 a S7, subjacente às aluviões (sondagem S7), aos arenitos (sondagem S5) e aos calcários (sondagem S7), entre as profundidades de 6.5 m e os 9.6 m na sondagem S6, e desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospectadas nas sondagens S5 e S7, a partir das profundidades de 14.8 m e os 10.5 m, respectivamente. Caracterizam-se por serem argilas arenosas, compactas a muito compactas, de cor castanha escura, com laivos esbranquiçados, correspondentes a frequentes filonetes de calcite, com passagens decimétricas e blocos de arenitos e basalto brechóide.

A percentagem de recuperação dos níveis prospectados, apresenta valores variáveis entre 60% e os 100%, sendo este último o mais representativo.

Neocretácico (“Complexo Vulcânico de Lisboa”)

Tufo – foi apenas identificado na sondagem S6, subjacente à argila arenosa da zona de transição, desenvolvendo-se até à profundidade máxima prospectada, a partir dos 9.6 m. Caracteriza-se por um tufo argiloso de aspecto brechóide de tons avermelhados, muito compacto.

A percentagem de recuperação dos níveis prospectados, apresenta valores variáveis entre 90% e os 100%.

Nos gráficos individuais das sondagens, apresentados em anexo, além da designação, data de execução, diâmetros de furação e profundidades atingidas, é ainda apresentada a classificação litológica das diferentes camadas atravessadas bem como os ensaios realizados e outras ocorrências consideradas relevantes. A classificação litológica dos terrenos atravessados foi efectuada macroscopicamente, utilizando-se para o efeito os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos (granulométrica), representada em anexo.

3.1.2 Ensaios *in situ*

3.1.2.1 Ensaios SPT

Durante a execução das sondagens, foram efectuados ensaios de penetração dinâmica (SPT) visando a caracterização geotécnica dos terrenos interessados.

Os ensaios foram realizados com recurso a um amostrador normalizado (amostrador Terzaghi), em intervalos regulares de 1.50 m, num total de 42 ensaios.

Nos descritivos de sondagem e perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), apresentados em anexo indicam-se os ensaios SPT realizados, a profundidade de execução dos mesmos, o número de pancadas em cada fase e o correspondente valor de NSPT.

3.1.3 Níveis de Água

Os níveis de água foram medidos com intervalos médios de 12 horas - no início dos trabalhos diários e no fim destes - estando estas medições registadas no Quadro III. Dado que estas leituras apenas foram realizadas durante o período em que decorreram os trabalhos de campo, podem não representar um nível de água estabilizado.

Quadro III

Sondagem	Data	Profundidade do nível de Água (m)		Profundidade da sondagem (m)
		Início do Turno	Fim do Turno	
S1	25/01	-	3.00	4.50
	26/01	4.30	4.30	10.50
	27/01	3.90	4.20	13.50
S2	27/01	-	3.20	4.50
	28/01	4.10	4.60	12.00
	29/01	4.10	4.50	15.00
S3	29/01	-	3.80	4.50
	31/01	4.10	3.60	10.50
	01/02	4.30	6.00	15.00
S4	01/02	-	2.50	4.50
	02/02	3.00	2.60	8.50
	03/02	2.90	3.70	13.50
Sondagem	Data	Profundidade do nível de Água (m)		Profundidade da sondagem (m)
		Início do Turno	Fim do Turno	
S5	03/02	-	Seco	1.50
	04/02	Seco	9.50	10.50
	05/02	-	-	16.50
S6	07/02	-	3.70	12.00
S7	03/02	-	1.90	6.00
	04/02	-	-	11.60
	05/02	4.00	3.20	16.10
	07/02	3.80	4.20	16.50

Da análise destas leituras pode-se concluir que existe um nível de água estabilizado no maciço influenciado pelo rio Trancão que se situa entre as profundidades 3.9 m, ($Z=+6.16$ m – sondagem S1) e 4.1 m ($Z=+5.54$ m - sondagem S2).

Apesar de se verificarem descidas sistemáticas nos níveis de água, no que respeita às medições realizadas no início do último dia de trabalhos, relativamente ao registado no fim dos trabalhos do dia anterior, nas sondagens S3 a S7 o nível de água estabilizado existente também tenderá para o nível existente no rio Trancão.

3.2 Zonamento geotécnico

Com base nos resultados obtidos nos trabalhos de prospecção mecânica e ensaios in situ, foi efectuado um zonamento geotécnico considerando uma perspectiva uniformizadora e geotecnicamente coerente, sem pretensões de natureza académica e centrada no objectivo deste estudo: a definição das características geológico-geotécnicas na área do futuro viaduto de ligação do troço 18 a 19 da Via de Cintura da AML.

Tal zonamento foi definido com base nas formações ocorrentes no local da obra e nos elementos bibliográficos existentes, tendo sido individualizadas três zonas geotécnicas, ZG3 a ZG1, sendo a zona ZG1 subdividida em duas subzonas, (A e B), conforme indicado nos perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), apresentados em anexo:

Zona geotécnica 3 (ZG3): Foi definida em todas as sondagens, excepto na sondagem S2, na zona mais superficial do terreno, até à profundidade máxima de 1.5 m (sondagens S3 e S6). Encontra-se representada pelo horizonte da terra vegetal e aterros.

Zona geotécnica 2 (ZG2): Foi definida em todas as sondagens, desde a superfície (sondagem S2) e subjacente à zona geotécnica ZG3 (sondagens S1, e S3 a S7), desenvolvendo-se até à profundidade máxima de 9.6 m (sondagem S3), com espessuras variáveis entre 5.0 m (sondagem S6) e de 9.0 m (sondagem S3). Encontra-se caracterizada pelas aluviões do rio Trancão, apresentando valores de NSPT entre 5 e 60 pancadas, sendo os valores mais representativos entre 5 e 23 pancadas. Os valores de 60 pancadas não podem ser considerados como representativos uma vez foram executados numa zona de cascalheira.

Zona geotécnica 1B (ZG1B): Esta zona geotécnica ocorre nas sondagens S5 a S7, subjacente à zona geotécnica ZG2 (sondagens S6 e S7), e à zona geotécnica ZG1A (sondagem S5), desenvolvendo-se até à profundidades máximas prospectadas, a partir da profundidade mínima de 6.5 m (sondagem S6), sendo no entanto, intercalada pela zona geotécnica ZG1A na sondagem S7 entre os 8.8 m e os 10.5 m. Encontra-se caracterizada pela zona de transição entre o Oligocénico e o Neocretácico, e pelos tufos neocretácicos, com valores de NSPT sempre superiores a 60 pancadas, ocorrendo apenas um ensaio SPT onde se obteve 44 pancadas, não sendo representativo.

Zona geotécnica 1A (ZG1A): Esta zona foi definida em todas as sondagens, excepto na sondagem S6, subjacente à zona geotécnica ZG3 (sondagens S1 a S5), entre as profundidades de 8.5 m e os 14.8 m na sondagem S7; desenvolve-se até às profundidades máximas prospectadas nas sondagens S1 a S4, a partir da profundidade mínima de 7.1 m (sondagem S1). Ocorre ainda intercalado na zona ZG1B entre os 8.8 m e os 10.5 m na sondagem S7. Está representada por arenitos e calcários margosos, apresentando valores de NSPT sempre superiores a 60 pancadas, percentagens de recuperação entre os 40% e os 100% e, R.Q.D. entre os 10% e os 90%.

De acordo com a informação disponível, tendo por base os resultados obtidos na campanha de prospecção, com especial atenção para as formações ocorrentes e respectivos resultados dos ensaios SPT, poder-se-ão sugerir os seguintes parâmetros geotécnicos para as zonas geotécnicas definidas, em regra conseguidos a partir de correlações com os ensaios SPT geralmente utilizadas:

Quadro IV

Zona Geotécnica	Descrição	N (SPT)	Peso específico (γ [kN/m ³])	Ângulo de atrito interno (ϕ' [°])	Coesão (C' [kPa])	Módulo de elasticidade (E' [MPa])
ZG3	Terra vegetal e Aterros (Actual)	-	14	10 – 15	-	-
ZG2	Argila levemente siltosa e Cascalheira (Recente - Aluviões)	5 – 60 (5 – 23)*	18	15 – 18	5 – 10	0 – 2
ZG1B	Argila arenosa muito compacta (Zona de transição); Tubo argiloso brechóide (Neocretácico)	> 44 (> 60)*	20 – 21	30 – 35	30 – 50	25 – 45
ZG1A	Arenitos e Calcários margosos	> 60	22 – 23	38 – 40	80 – 100	80 – 150

* Valores mais usuais

3.3 Considerações finais e recomendações

Com base na análise e interpretação dos resultados obtidos nos trabalhos realizados, apresentados em anexo nos perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), nos quais se representa o dispositivo geológico encontrado nos trabalhos realizados, salienta-se que:

- As formações ocorrentes na área em estudo foram divididas em três (3) unidades geotécnicas distintas (ZG3 a ZG1), sendo uma delas (ZG1) subdividida em subzonas A e B.
- A zona geotécnica ZG3 pode-se considerar como a que possui as piores características geomecânicas, ZG2 a de características intermédias e ZG1B e ZG1A as que apresentam as melhores características resistentes;
- Durante a execução dos trabalhos de campo foram identificados níveis de água estabilizados, entre as cotas $Z=+6.16$ m (sondagem S1) e $Z=+5.54$ m, (sondagem S2), relacionados com o nível de água do rio Trancão. É de admitir que toda a zona de implantação do viaduto se encontra influenciada pelo nível de água existente no referido rio.
- Considerando que as zonas geotécnicas ZG3 e ZG2, por possuírem fracas características geomecânicas, não deverão servir de horizonte de fundação aos pilares e encontros do viaduto, aconselha-se que este horizonte seja constituído pelas zonas geotécnicas ZG1B ou ZG1A;
- Assim sugere-se que as zonas ZG1A ou ZG1B sejam alcançadas com recurso a uma solução de fundação indirecta através de, por exemplo, estacas;
- Foram sugeridos no Quadro IV valores para vários parâmetros geomecânicos do terreno de fundação. Estes valores poderão ser adoptados numa fase de pré-dimensionamento das fundações, e sofrer algum ajuste em fase de projecto de execução;

As considerações apresentadas deverão, em fase de obra, ser convenientemente avaliados por um técnico especialista de modo a avaliar os pressupostos do projecto efectuado.

4. Passagem Superior de Peões

4.1 Trabalhos realizados e resultados obtidos

A campanha de prospecção para a passagem superior de peões consistiu na realização de 2 furos de sondagem, executados com recurso a equipamento de rotação, acompanhados da realização de ensaios de penetração dinâmica, tipo SPT.

As sondagens foram dadas como concluídas desde que a furacão compreendesse 3 m em rocha, e/ou após a obtenção de quatro negas consecutivas nos ensaios SPT.

4.1.1 Prospecção mecânica

4.1.1.1 Sondagens

Na zona do viaduto foram realizadas (2) sondagens (S8 a S9), ambas com 7.5 m de profundidade, num total de 15.00 m de furação.

No Quadro V indicam-se as sondagens realizadas, as coordenadas, cotas a que tiveram início e as profundidades atingidas.

Quadro V

Sondagem	Coordenadas		Cota de início (m)	Profundidade atingida (m)
	M	P		
S8	-85997.101	-89155.001	+21.83	7.50
S9	-85999.510	-89129.520	+23.16	7.50

As sondagens foram executadas com recurso a uma sonda rotativa, accionada por motor a diesel de avanço hidráulico. Todas as sondagens foram executadas com carotagem contínua, utilizando para o efeito amostradores de parede dupla com coroas de prismas, com diâmetro de furação de Ø86 mm.

Na sequência dos resultados obtidos nas sondagens realizadas e atendendo à geologia regional da área em estudo, bem como pela informação bibliográfica disponível, individualizaram-se as seguintes unidades lito-estratigráficas assinaladas no Quadro VI e descritas de seguida.

Quadro VI

Idade	Formação	Litologia
Actual	Aterro	Materiais argilo-siltosos com restos vegetais
Oligocénico	"Complexo de Benfica"	Arenito de matriz argilosa e de matriz carbonatada

Actual

Aterro – foi detectado em ambas as sondagens, desde a superfície até às profundidades de 1.0 m e 2.7 m, nas sondagens S8 e S9, respectivamente. Caracteriza-se por ser constituído por blocos de basalto de $D_{max}=20\text{cm}$, envoltos por matriz argilo-arenosa erodível pelo processo de furação.

Oligocénico - “Complexo de Benfica”

Arenitos – foram identificados em ambas as sondagens, subjacentes aos aterros, desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospectadas, a partir das profundidades de 1.0 m e 2.7 m, na sondagem S8 e S9, respectivamente. Caracterizam-se por arenitos de grão médio a fino, de matriz argilosa, ligeiramente carbonatada, de tons avermelhados, esbranquiçados a acinzentados, por vezes com nódulos de calcário. As fracturas apresentam-se afastadas (F2) a medianamente afastadas (F3-4), ocorrendo pontualmente muito próximas (F5), caracterizando-se por serem subhorizontais, rugosas, pouco onduladas, com preenchimento argiloso de tons avermelhados a esverdeados, ou, por vezes limpas.

A percentagem de recuperação no arenito apresenta valores variáveis, entre 60 % e 100 %, sendo este último o mais representativo.

O índice de qualidade R.Q.D. (“Rock Quality Designation”), quando existente, apresenta valores muito variáveis entre os 25% e os 75%, não existindo quaisquer valores mais representativos.

Nos gráficos individuais das sondagens, apresentados em anexo, além da designação, data de execução, diâmetros de furação e profundidades atingidas, é ainda apresentada a classificação litológica das diferentes camadas atravessadas bem como os ensaios realizados e outras ocorrências consideradas relevantes.

A classificação litológica dos terrenos atravessados foi efectuada macroscopicamente, utilizando-se para o efeito os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos (granulométrica), representada em anexo.

4.1.2 Ensaios *in situ*

4.1.2.1 Ensaios SPT

Durante a execução das sondagens, foram efectuados ensaios de penetração dinâmica (SPT) visando a caracterização geotécnica dos terrenos interessados.

Os ensaios foram realizados com recurso a um amostrador normalizado (amostrador Terzaghi), em intervalos regulares de 1.50 m, num total de 5 ensaios.

Nos descritivos de sondagem e perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), apresentados em anexo indicam-se os ensaios SPT realizados, a profundidade de execução dos mesmos, o número de pancadas em cada fase e o correspondente valor de NSPT.

4.1.3 Níveis de Água

Os níveis de água foram medidos com intervalos médios de 12 horas - no início dos trabalhos diários e no fim destes - estando estas medições registadas no Quadro VII. Dado que estas leituras apenas

foram realizadas durante o período em que decorreram os trabalhos de campo, podem não representar um nível de água estabilizado.

Quadro VII

Sondagem	Data	Profundidade do nível de Água (m)		Profundidade da sondagem (m)
		Início do Turno	Fim do Turno	
S8	28/01	-	Seco	1.50
	29/01	Seco	5.00	6.00
	31/01	5.50	5.00	7.50
S9	01/02	-	2.20	6.00
	02/02	2.80	2.40	7.50

O facto de se verificarem descidas sistemáticas nos níveis de água, no que respeita às medições realizadas no início do último dia de trabalhos, relativamente ao registado no fim dos trabalhos do dia anterior, indiciam a não existência de níveis de água estabilizados.

4.2 Zonamento geotécnico

Com base nos resultados obtidos nos trabalhos de prospecção mecânica e ensaios in situ, foi efectuado um zonamento geotécnico considerando uma perspectiva uniformizadora e geotecnicaamente coerente, sem pretensões de natureza académica e centrada no objectivo deste estudo: a definição das características geológico-geotécnicas na área da futura passagem superior de peões.

Tal zonamento foi definido com base nas formações ocorrentes no local da obra e nos elementos bibliográficos existentes, tendo sido individualizadas duas zonas geotécnicas, ZG3 e ZG1A, conforme indicado nos perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), apresentados em anexo:

Zona geotécnica 3 (ZG3): Foi definida em ambas as sondagens, até às profundidades de 1.0 m e 2.7 m, nas sondagens S8 e S9, respectivamente. Encontra-se representada pelo horizonte dos aterros.

Zona geotécnica 1A (ZG1A): Esta zona foi definida em ambas as sondagens, subjacente à zona geotécnica ZG3, desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospectadas a partir das profundidades de 1.0 m e 2.7 m, na sondagem S8 e S9, respectivamente. Está representada por arenitos, com valores de NSPT sempre superiores a 60 pancadas, percentagens de recuperação entre os 60% e os 100% e, R.Q.D. entre os 25% e os 75%.

De acordo com a informação disponível, tendo por base os resultados obtidos na campanha de prospecção, com especial atenção para as formações ocorrentes e respectivos resultados dos ensaios SPT, poder-se-ão sugerir os seguintes parâmetros geotécnicos para as zonas geotécnicas definidas, em regra conseguidos a partir de correlações com os ensaios SPT geralmente utilizadas:

Quadro VIII

Zona Geotécnica	Descrição	N (SPT)	Peso específico (γ [kN/m ³])	Ângulo de atrito interno (ϕ' [°])	Coesão (c' [kPa])	Módulo de elasticidade (E' [MPa])
ZG3	Aluvios (Actual)	-	14	10 – 15	-	-
ZG1A	Arenitos	>60	22 - 23	38 – 40	80 - 100	80 - 150

4.3 Considerações finais e recomendações

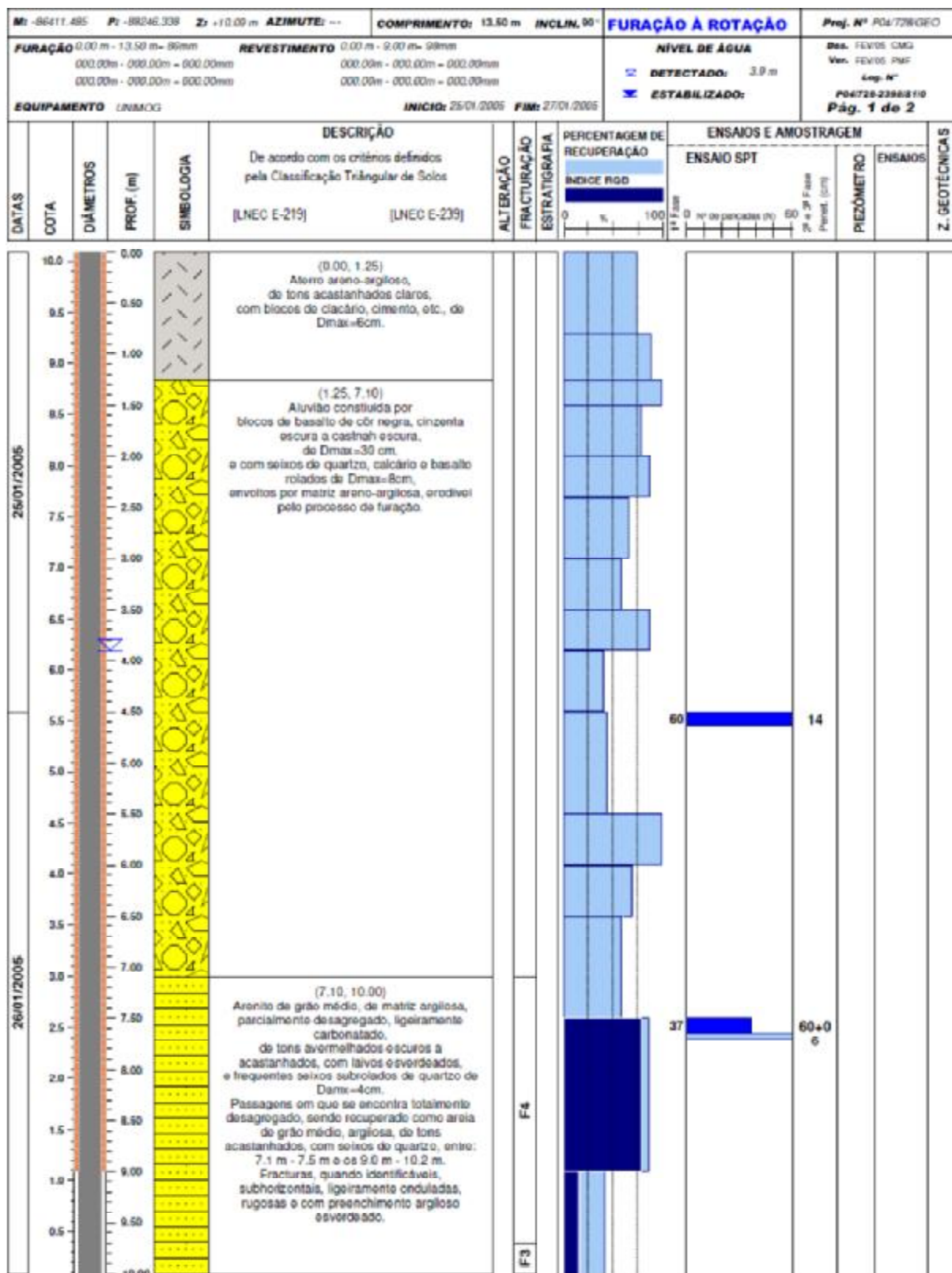
Com base na análise e interpretação dos resultados obtidos nos trabalhos realizados, apresentados em anexo nos perfis interpretativos (desenho n.º 04/728-2398/02/0/5734), nos quais se representa o dispositivo geológico encontrado nos trabalhos realizados, salienta-se que:

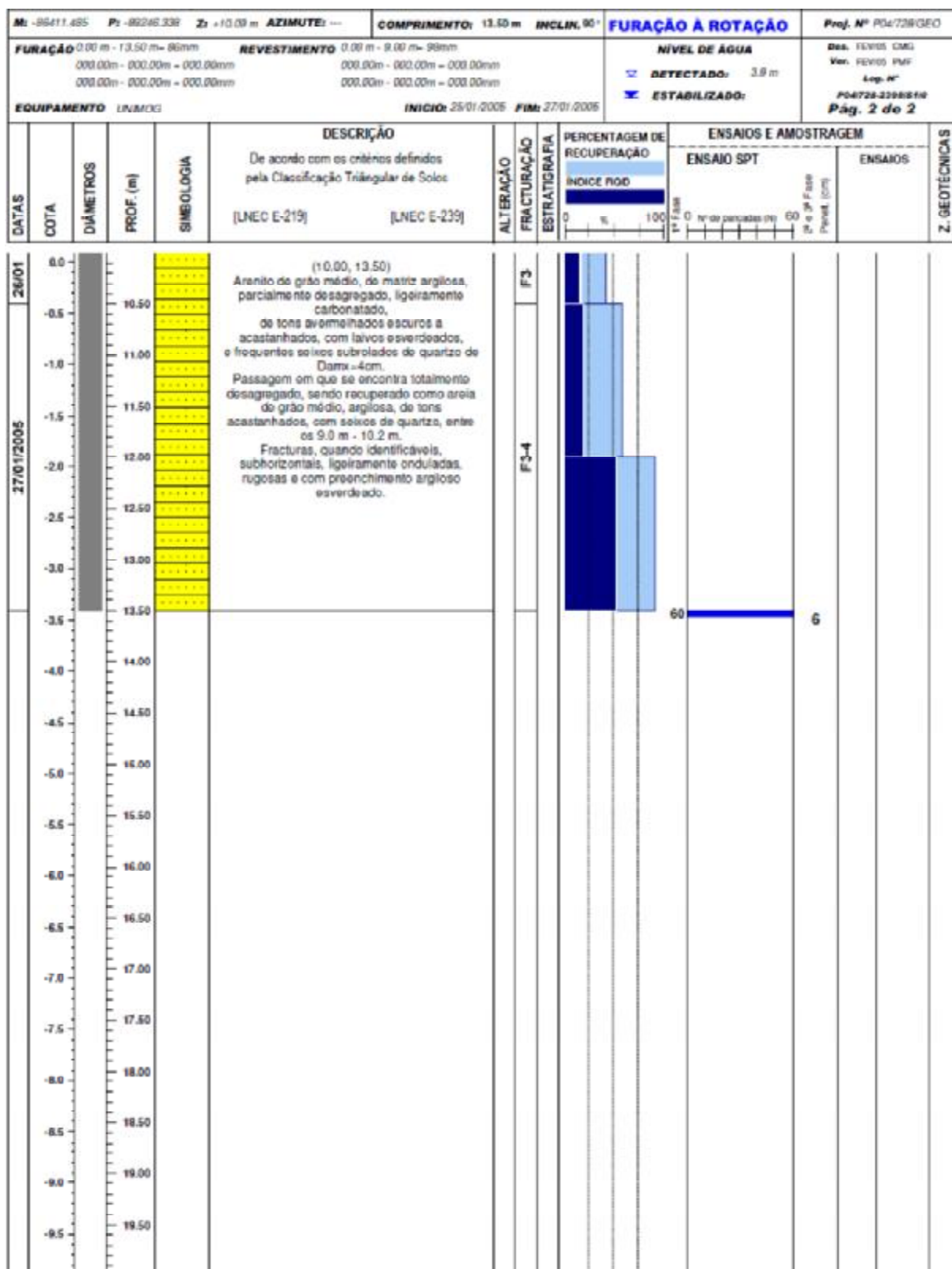
- As formações ocorrentes na área em estudo foram divididas em duas (2) unidades geotécnicas distintas: ZG2 a ZG1A.
- A zona geotécnica ZG3 pode-se considerar como a que possui as piores características geomecânicas e ZG1A a que apresenta as melhores características resistentes;
- Durante a execução dos trabalhos de campo não foram identificados quaisquer níveis de água estabilizados.
- Considerando que a zona geotécnica ZG3, por possuir fracas características geomecânicas, não deverá servir de horizonte de fundação aos pilares da passagem superior, aconselha-se que este horizonte seja constituído pela zona geotécnica ZG1A;
- Sendo a estrutura a construir sujeita a cargas não negligenciáveis, aconselha-se que o horizonte de fundação seja na zona geotécnica ZG1A, com recurso a uma solução de fundação directa;
- As escavações que sejam necessárias executar poderão ser realizadas através de meios mecânicos ligeiros em todas as zonas geotécnicas.
- Foram sugeridos no Quadro VII valores para vários parâmetros geomecânicos do terreno de fundação. Estes valores poderão ser adoptados numa fase de pré-dimensionamento das fundações, e sofrer algum ajuste em fase de projecto de execução.

As considerações apresentadas deverão, em fase de obra, ser convenientemente avaliados por um técnico especialista de modo a avaliar os pressupostos do projecto efectuado.

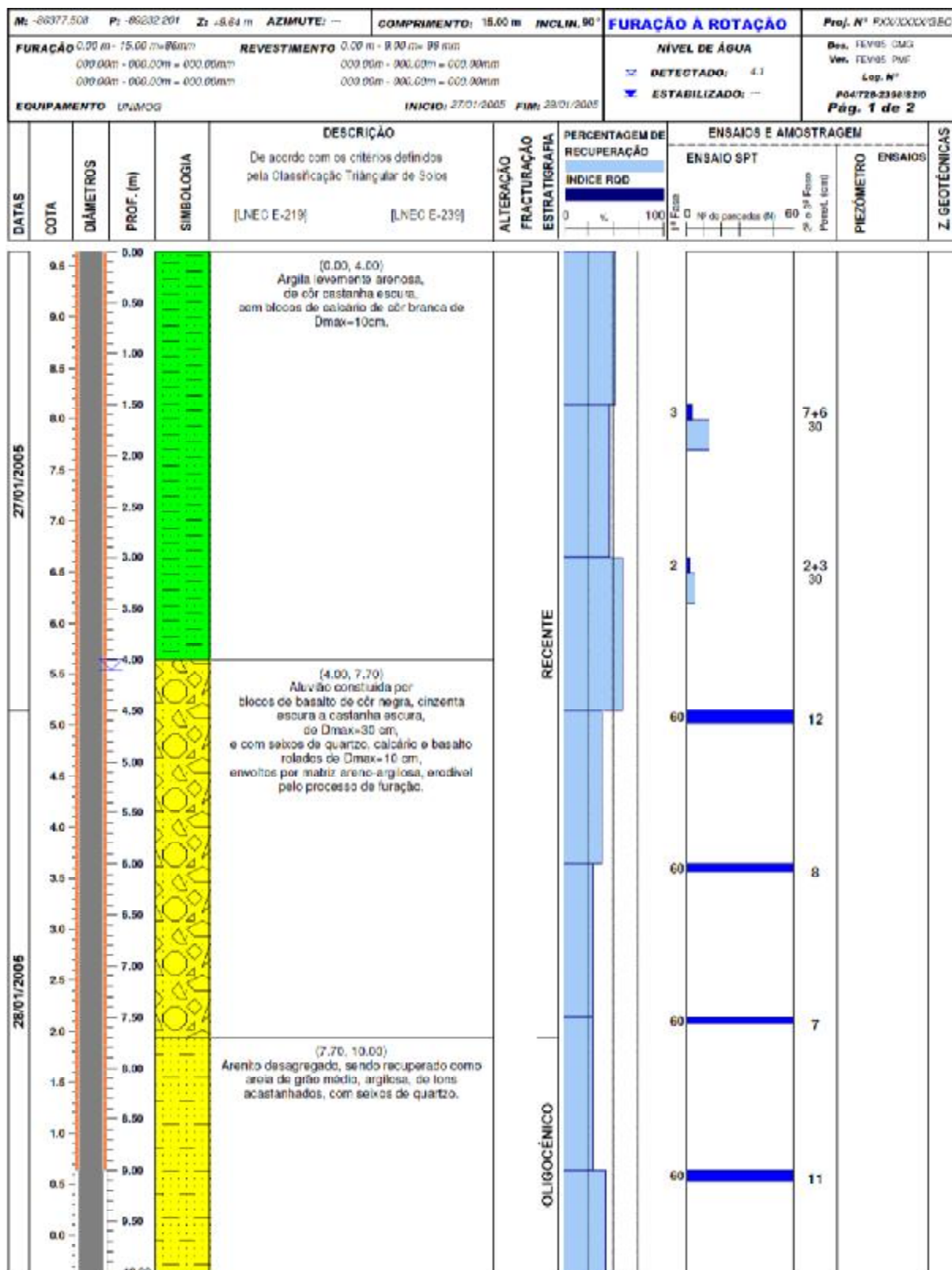
ANEXO B – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DAS SONDAGENS (“LOGS”)

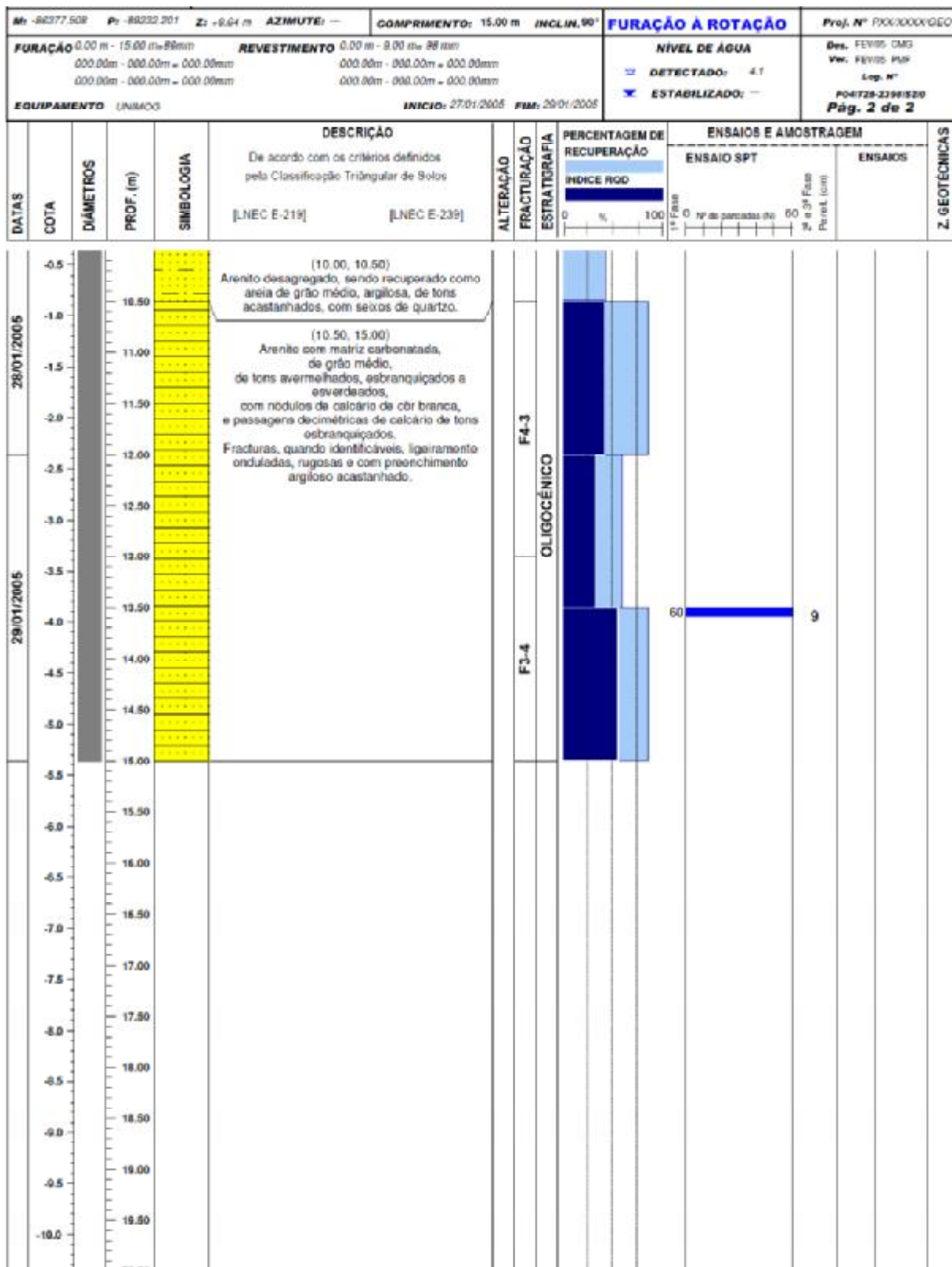
SONDAGEM S1



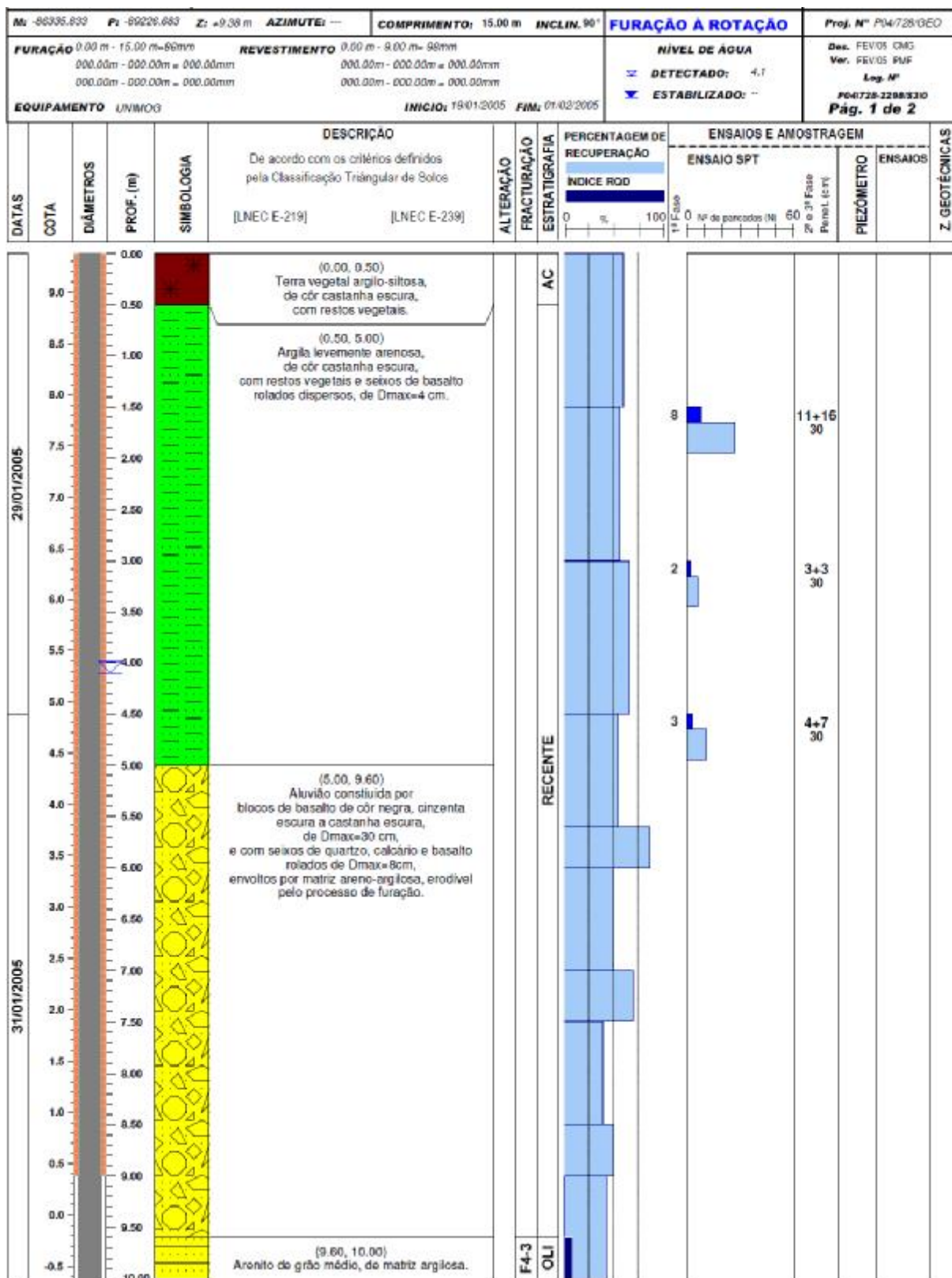


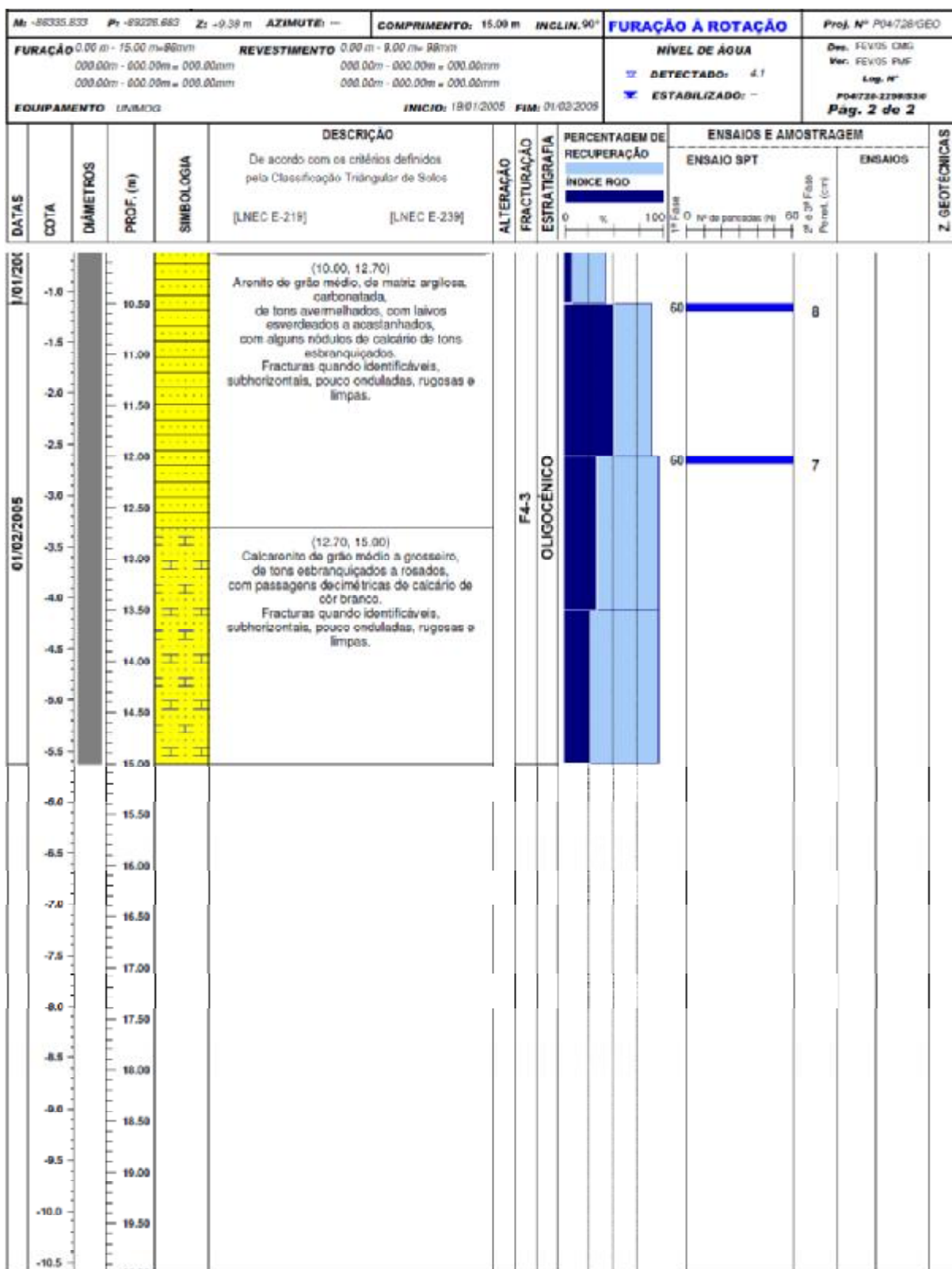
SONDAGEM S2



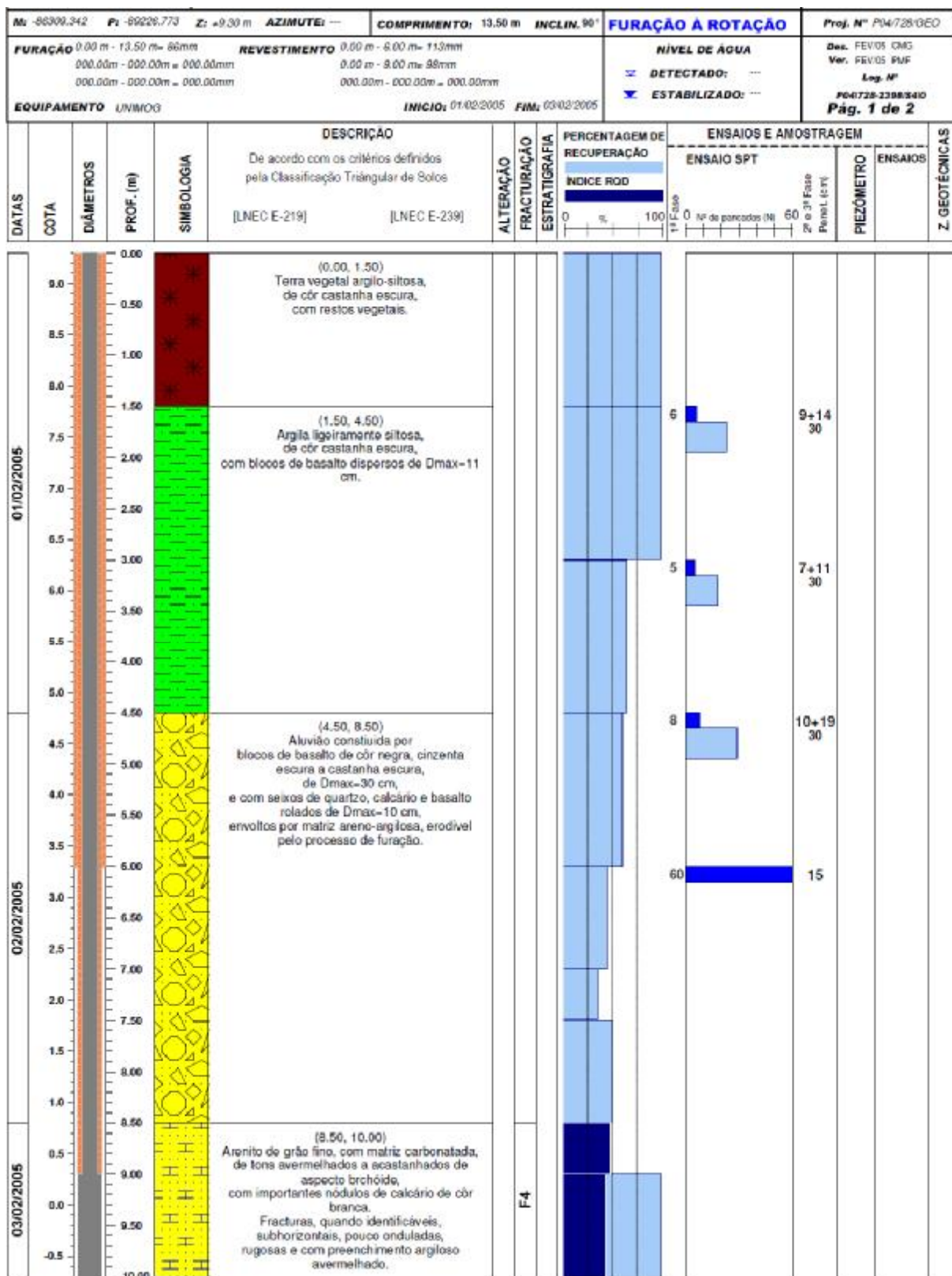


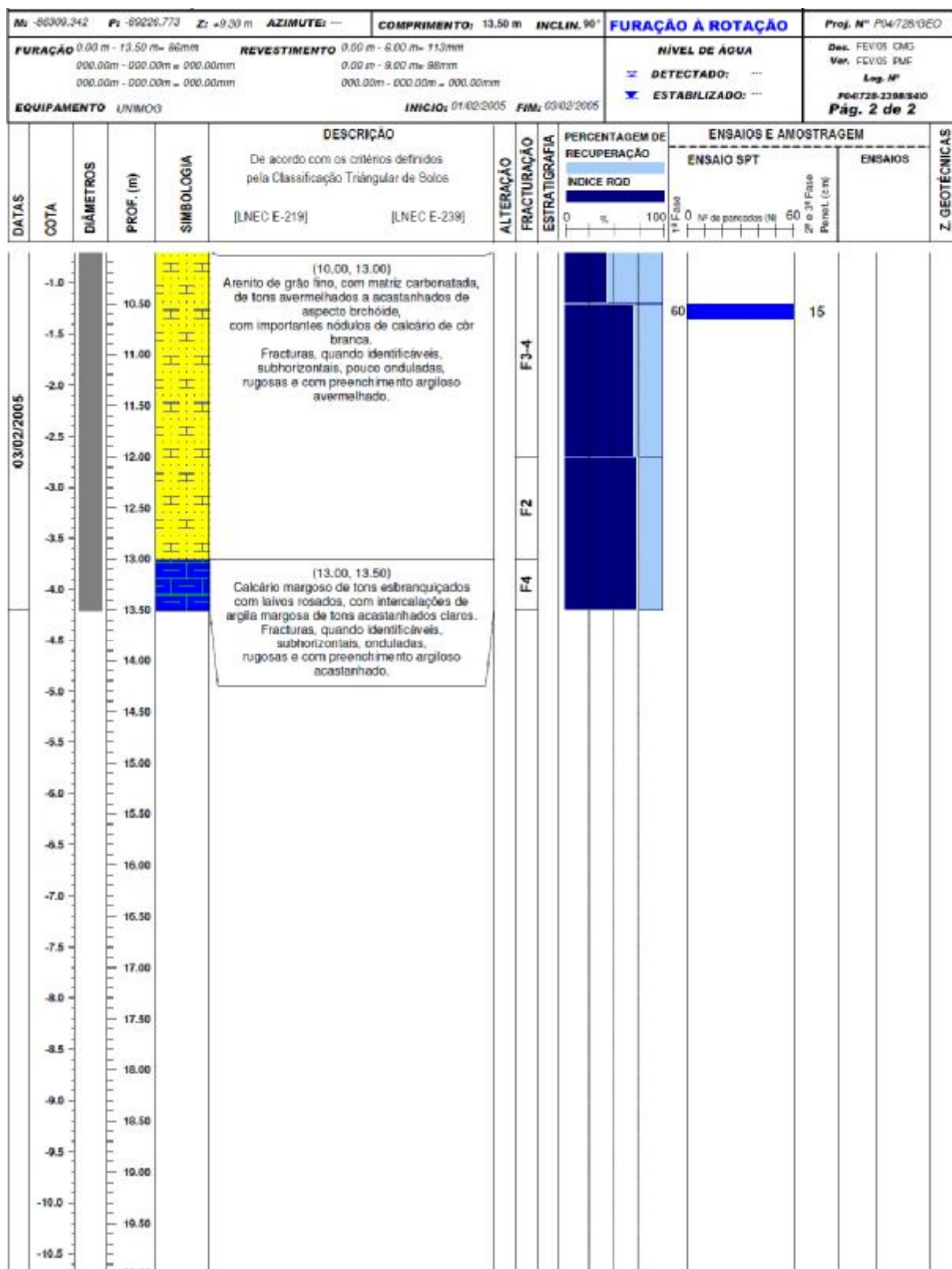
SONDAGEM S3



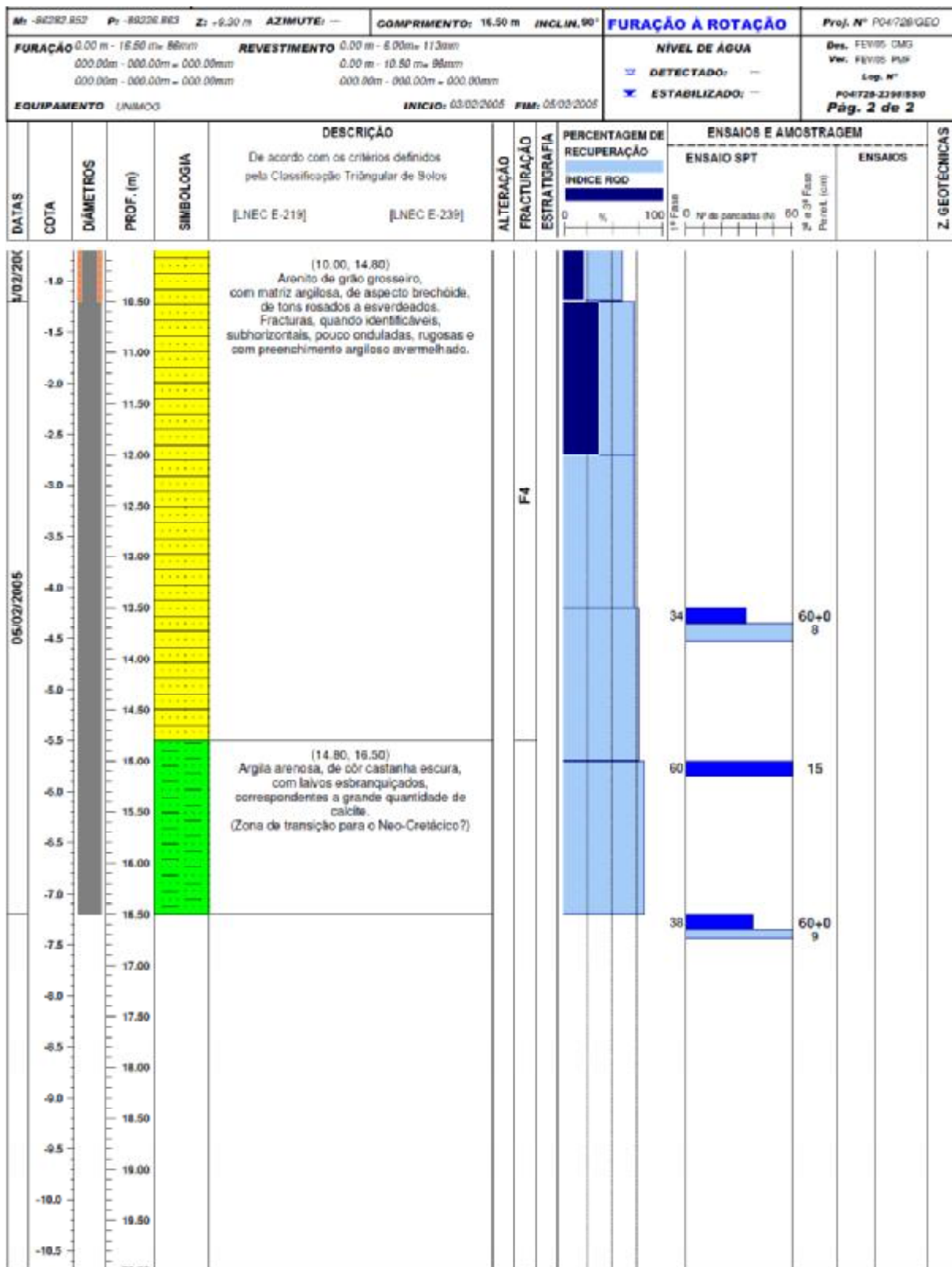


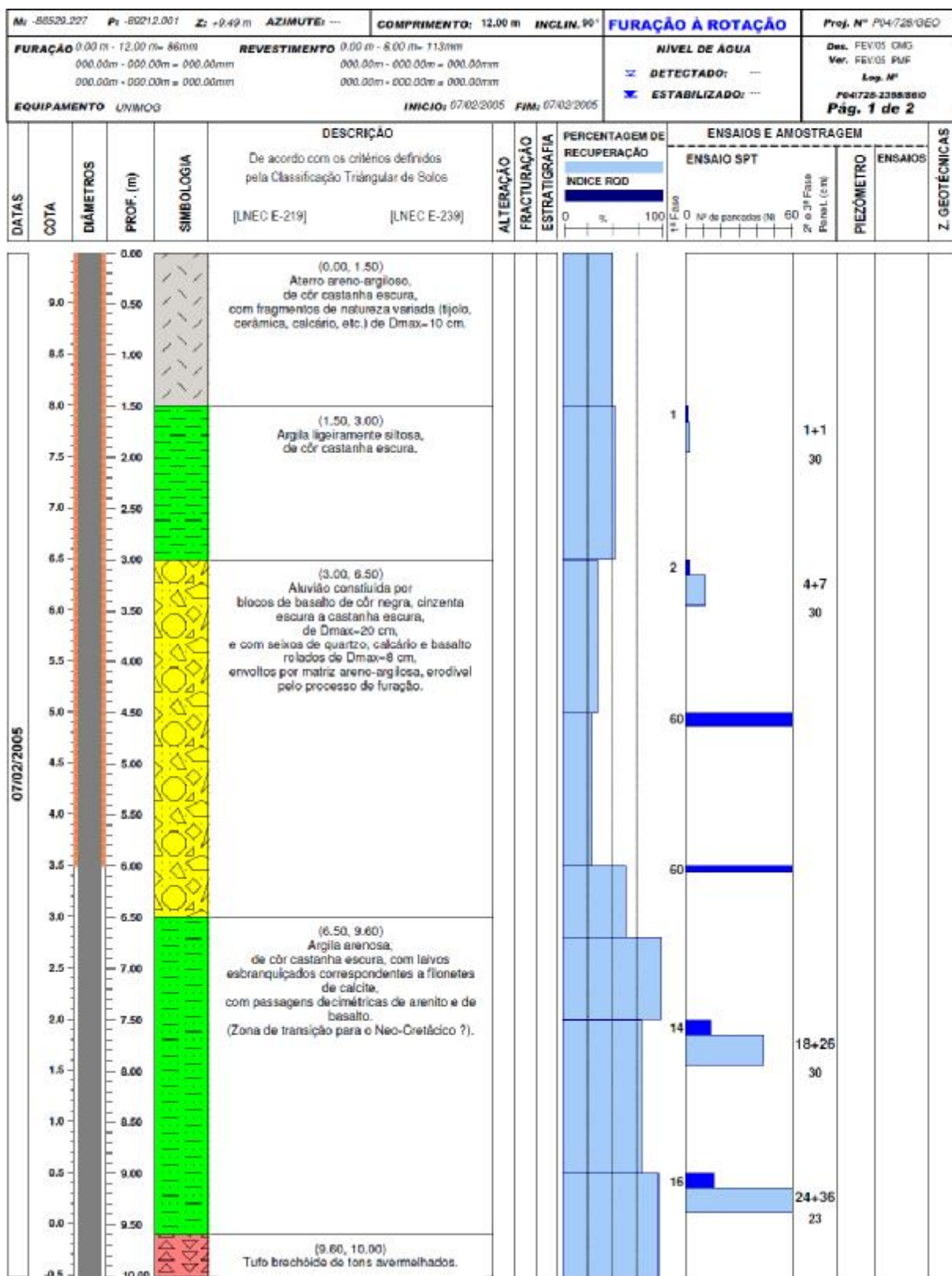
SONDAGEM S4

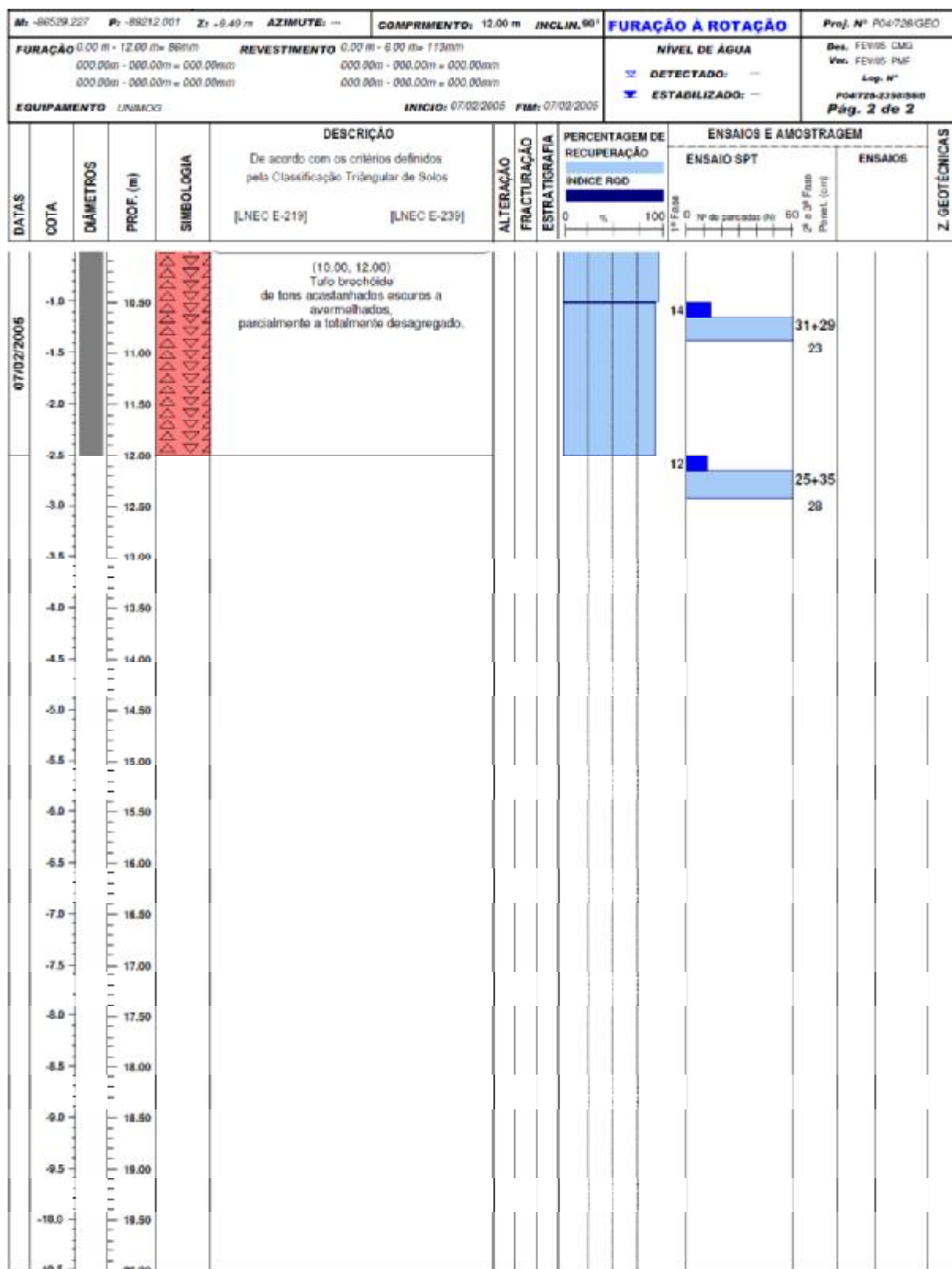




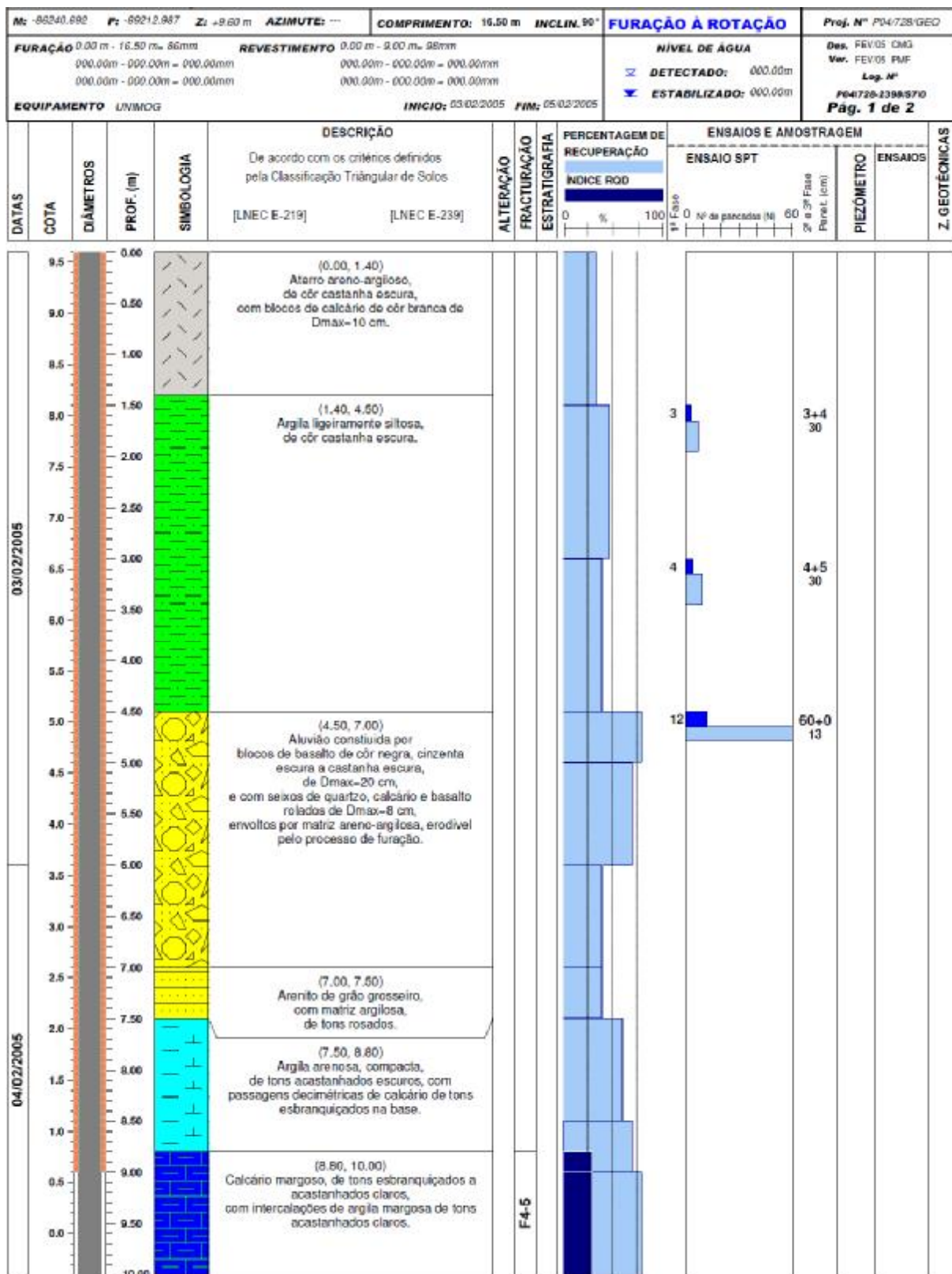
M: -88282.852 P1: 99226.863 Z: +9.30 m AZIMUTH: ---		COMPRIMENTO: 16.50 m INCLIN: 90°		FURAÇÃO À ROTAÇÃO		Proj. Nº: P14/728/060	
FURAÇÃO 0.00 m - 16.50 m = 66mm 000.00m - 000.00m = 000.00mm 000.00m - 000.00m = 000.00mm		REVESTIMENTO 0.00 m - 6.00m = 113mm 0.00 m - 10.00 m = 88mm 000.00m - 000.00m = 000.00mm		NÍVEL DE ÁGUA DETECTADO: --- ESTABILIZADO: ---		Des. FEV/05 CMG Ver. FEV/05 PUC Log. Nº P04/728-2388/330 Pág. 1 de 2	
EQUIPAMENTO: UNMOG		INÍCIO: 03/02/2005 FIM: 05/02/2005					
		DESCRIÇÃO		ALTERAÇÃO		Z GEOTÉCNICAS	
		De acordo com os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos		FRACTURAÇÃO		ENSaios E AMostragem	
		[LNEC E-219] [LNEC E-239]		ESTRATIGRAFIA		PIEZÔMETRO ENSaios	
				PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO ÍNDICE RQD 0 100%		ENSAIO SPT 1ª Fase 0 60 2ª Fase Nº de golpes (N) Penet. (cm)	
DATAS 03/02/2005 04/02/2005		COTA 9.0 8.5 8.0 7.5 7.0 6.5 6.0 5.5 5.0 4.5 4.0 3.5 3.0 2.5 2.0 1.5 1.0 0.5 0.0 -0.5 -1.0	DIÂMETROS 0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 2.50 3.00 3.50 4.00 4.50 5.00 5.50 6.00 6.50 7.00 7.50 8.00 8.50 9.00 9.50 10.00	PROF. (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO (0.00, 1.00) Terra vegetal argilo-arenosa, de cor castanha escura, com restos vegetais. (1.00, 6.00) Argila levemente siltsosa, de cor castanha escura, com fragmentos de basalto dispersos de Dmax=3 cm. (6.00, 8.50) Aluvião constituída por blocos de basalto de cor negra, cinzenta escura a castanha escura, de Dmax=20 cm, e com seixos de quartzo, calcário e basalto rolados de Dmax=8cm, envolvidos por matriz areno-argilosa, erodível pelo processo de furação. (8.50, 10.00) Areito de grão grosseiro, com matriz argilosa, de tons rosados a esverdeados, de aspecto brechoso, com blocos de basalto de Dmax=10 cm, no topo. Fracturas, quando identificáveis, subhorizontais, pouco onduladas, rugosas e com preenchimento argiloso avermelhado.	F4-3

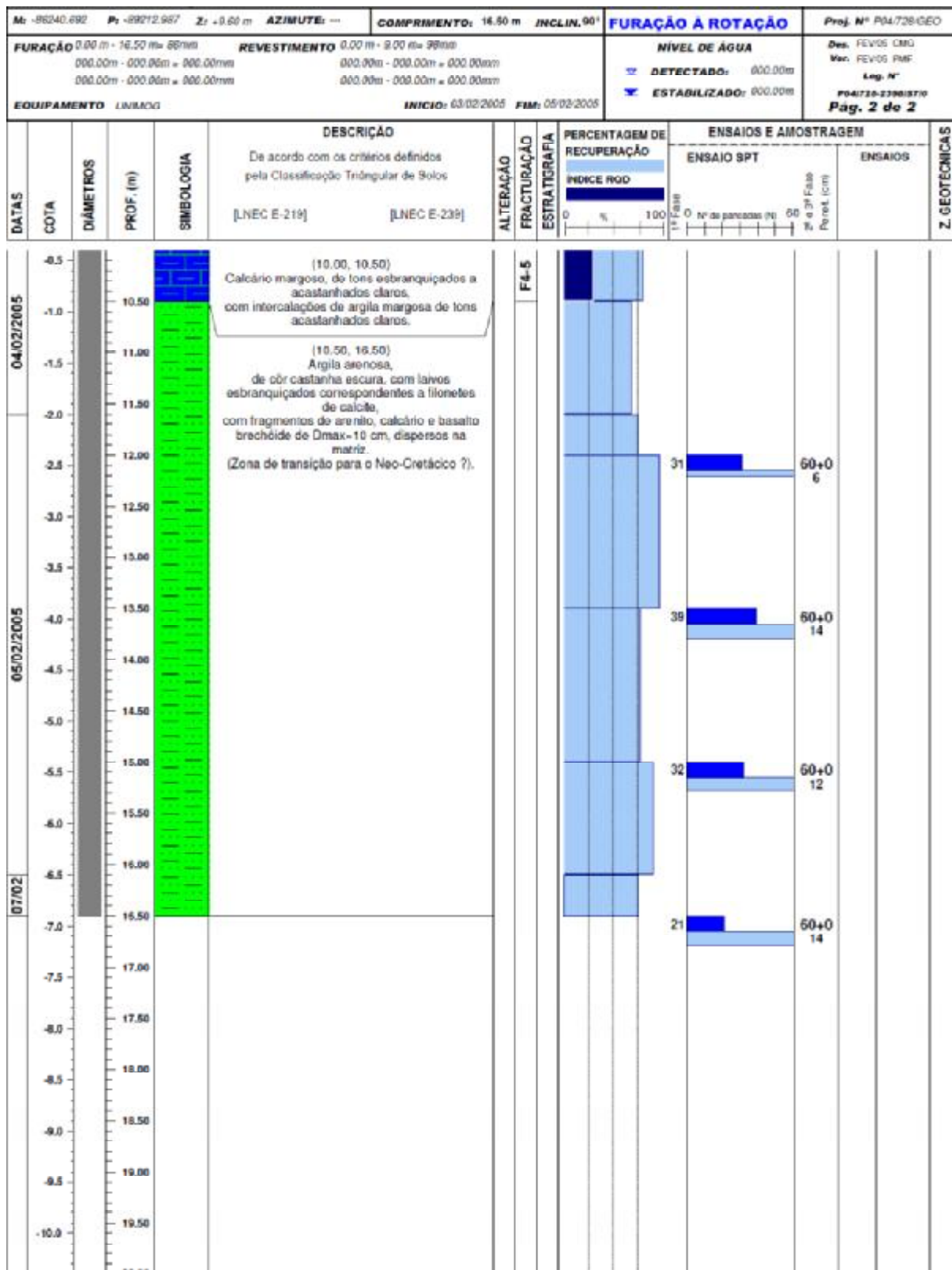






SONDAGEM S7





ANEXO C – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (LONGO PRAZO)

CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS (valores de calculo)

Tensao de rotura do betao a compressao simples: 23.3 MPa

Tensao de rotura do aco das armaduras passivas: 435.0 MPa

Tensao de rotura do aco de pre-esforco: 1450.0 MPa

Secção 1
1. (Seccao macica)
1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.79	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 9.170 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 19121.3 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.248 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \text{ \%}$. $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 10.581 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 16798.6 \text{ kN.m}$

Secção 2

1. (Secção macica)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice $x \text{ (m)}$ $y \text{ (m)}$ Vertice $x \text{ (m)}$ $y \text{ (m)}$

1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.61	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 10.757 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22866.7 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 2.248 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \text{ \%}$. $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 8.936 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13053.2 \text{ kN.m}$

Secção 3

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.61	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$

$E_{pt} = 10.757 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22866.7 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 2.298 \text{ %}$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ %}$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ %}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ %}$

$E_{pt} = 8.909 \text{ %}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13124.5 \text{ kN.m}$

Secção 4

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200

3 3.630 0.200 4 3.630 1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1	143.50	0.44	16096.3
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 12.257 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 26404.0 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 7.349 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 9587.2 \text{ kN.m}$

Secção 5

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000

5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.41	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 12.521 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 27028.2 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.256 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.707 \text{ \%}$. $R_{sc} = 341.5 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 7.102 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1420.4 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 8835.5 \text{ kN.m}$

Secção 6

1. (Seccao vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.60	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 10.845 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 23074.8 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$. $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 8.817 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 12916.4 \text{ kN.m}$

Secção 7

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1	143.50	1.04	16096.3
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	98.15	1.34
---	-------	------

2	147.25	0.06
---	--------	------

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.724 \%$. $R_c = 19.5 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.199 \%$. $R_{sc} = 239.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$.

$E_{pt} = 7.034 \%$. $R_{pt} = 1406.8 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.20 \text{ m}$ $Y_i = 1.20 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13899.5 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.563 \%$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $\text{Esc} = 2.001 \%$ $\text{Rsc} = 400.1 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $\text{Est} = 10.000 \%$ $\text{Rst} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $\text{Epi} = 5.608 \%$

$\text{Ept} = 12.796 \%$ $\text{Rpt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $\text{Ys} = 1.13 \text{ m}$ $\text{Yi} = 0.27 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $\text{Mrd} = 25100.7 \text{ kN.m}$

Secção 8

1. (Seccao macica)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada Area (cm²) Cota (m) Esf. normal (kN)

1 143.50 1.04 16096.3

Armaduras passivas:

Camada Area (cm²) Cota (m)

1 98.15 1.34

2 147.25 0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Secção normal

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.724 \text{ \%}$. $R_c = 19.5 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.199 \text{ \%}$. $R_{sc} = 239.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 7.034 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1406.8 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.20 \text{ m}$ $Y_i = 1.20 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13899.5 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.452 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.894 \text{ \%}$. $R_{sc} = 378.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 12.821 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.14 \text{ m}$ $Y_i = 0.26 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 25013.9 \text{ kN.m}$

Secção 9

1. (Secção macica)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	1.26	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	98.15	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.501 \text{ \%}$. $R_c = 18.6 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 0.986 \text{ \%}$. $R_{sc} = 197.2 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 5.309 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1061.8 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.17 \text{ m}$ $Y_i = 1.23 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 9314.0 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.452 \text{ GPa}$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.894 \text{ GPa}$ $R_{sc} = 378.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ GPa}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ GPa}$

$E_{pt} = 14.865 \text{ GPa}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.14 \text{ m}$ $Y_i = 0.26 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 29591.5 \text{ kN.m}$

Secção 10

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.46	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 12.080 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 25987.8 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 7.532 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 10003.4 \text{ kN.m}$

Secção 11

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.18	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 14.550 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 31813.9 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.827 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.298 \text{ \%}$. $R_{sc} = 259.6 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 5.370 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1074.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.19 \text{ m}$ $Y_i = 0.21 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 3865.9 \text{ kN.m}$

Secção 12

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice $x \text{ (m)}$ $y \text{ (m)}$ Vertice $x \text{ (m)}$ $y \text{ (m)}$

1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1	143.50	0.55	16096.3
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \%$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 11.287 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 24115.1 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 8.358 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 11876.0 \text{ kN.m}$

Secção 13

1. (Seccao vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1 143.50 0.62 16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \%$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 10.669 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22658.6 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 9.001 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13332.6 \text{ kN.m}$

Secção 14

1. (Secção maciça)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.62	16096.3

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexão

Secção normal

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ %}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 10.669 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22658.6 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 2.248 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \%$ $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 5.608 \%$

$E_{pt} = 9.028 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13261.3 \text{ kN.m}$

ANEXO D – CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DAS SECÇÕES DE TABULEIRO (ENTRADA EM SERVIÇO)

CARACTERISTICAS DOS MATERIAIS (valores de calculo)

Tensao de rotura do betao a compressao simples: 23.3 MPa

Tensao de rotura do aco das armaduras passivas: 435.0 MPa

Tensao de rotura do aco de pre-esforco: 1450.0 MPa

Secção 1

1. (Seccao macica)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.79	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 9.892 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 19121.3 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.248 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \text{ \%}$. $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 11.304 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 16798.6 \text{ kN.m}$

Secção 2

1. (Secção macica)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
---	-------	-------	---	-------	-------

3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.61	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$

$E_{pt} = 11.480 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22866.7 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.248 \text{ \%}$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \%$ $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 9.659 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13053.2 \text{ kN.m}$

Secção 3

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.61	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$

$E_{pt} = 11.480 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22866.7 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.298 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$. $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 9.631 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13124.5 \text{ kN.m}$

Secção 4

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice x (m) y (m) Vertice x (m) y (m)

1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice x (m) y (m) Vertice x (m) y (m)

1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice x (m) y (m) Vertice x (m) y (m)

1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada Area (cm²) Cota (m) Esf. normal (kN)

1	143.50	0.48	18169.2
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada Area (cm²) Cota (m)

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. Est = 10.000 %. Rst = 435.0 MPa

Armaduras activas:

Arm. mais trac. Epi = 6.331 %.

Ept = 12.626 %. Rpt = 1450.0 MPa

Pos. da linha neutra Ys = 0.21 m Yi = 1.19 m

Valor calculo momento resistente Mrd = 25571.7 kN.m

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: Ec = 2.298 %. Rc = 19.8 MPa

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. Esc = 1.747 %. Rsc = 349.4 MPa

Arm. mais trac. Est = 10.000 %. Rst = 435.0 MPa

Armaduras activas:

Arm. mais trac. Epi = 6.331 %.

Ept = 8.438 %. Rpt = 1450.0 MPa

Pos. da linha neutra Ys = 1.15 m Yi = 0.25 m

Valor calculo momento resistente Mrd = 10419.5 kN.m

Secção 5

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.41	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Secção normal

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 13.244 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 27028.2 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.298 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$. $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 7.796 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 8963.0 \text{ kN.m}$

Secção 6

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.72	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $\epsilon_c = 1.819 \%$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $\epsilon_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $\epsilon_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $\epsilon_{pi} = 6.331 \%$

$\epsilon_{pt} = 10.509 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 20577.9 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $\epsilon_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $\epsilon_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $\epsilon_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $\epsilon_{pi} = 6.331 \%$

$\epsilon_{pt} = 10.641 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 15413.3 \text{ kN.m}$

Secção 7

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1	143.50	1.04	18169.2
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	98.15	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.752 \%$. $R_c = 19.5 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.226 \%$. $R_{sc} = 245.1 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$.

$E_{pt} = 7.736 \%$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.20 \text{ m}$ $Y_i = 1.20 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 14105.5 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.563 \%$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 2.001 \%$. $R_{sc} = 400.1 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$.

$E_{pt} = 13.518 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.13 \text{ m}$ $Y_i = 0.27 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 25100.7 \text{ kN.m}$

Secção 8

1. (Seccao macica)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	1.04	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	98.15	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.752 \%$ $R_c = 19.5 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.226 \%$ $R_{sc} = 245.1 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 7.736 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.20 \text{ m}$ $Y_i = 1.20 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 14105.5 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.452 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.894 \%$ $R_{sc} = 378.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 13.543 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.14 \text{ m}$ $Y_i = 0.26 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 25013.9 \text{ kN.m}$

Secção 9

1. (Seccao macica)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000

5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	1.26	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	98.15	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $\epsilon_c = 1.585 \%$ $R_c = 19.0 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $\epsilon_{sc} = 1.066 \%$ $R_{sc} = 213.2 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $\epsilon_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $\epsilon_{pi} = 6.331 \%$

$\epsilon_{pt} = 5.956 \%$ $R_{pt} = 1191.2 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.18 \text{ m}$ $Y_i = 1.22 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 9362.0 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $\epsilon_c = 2.452 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.894 \%$ $R_{sc} = 378.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 15.587 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.14 \text{ m}$ $Y_i = 0.26 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 29591.5 \text{ kN.m}$

Secção 10

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.64	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $\epsilon_c = 1.819 \%$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $\epsilon_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $\epsilon_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $\epsilon_{pi} = 6.331 \%$

$\epsilon_{pt} = 11.215 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22242.5 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.298 \text{ \%}$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$

$E_{pt} = 9.907 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13748.7 \text{ kN.m}$

Secção 11

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.14	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 15.625 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 32646.2 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.897 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.364 \%$ $R_{sc} = 272.8 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 5.677 \%$ $R_{pt} = 1135.4 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.19 \text{ m}$ $Y_i = 0.21 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 3271.6 \text{ kN.m}$

Secção 12

1. (Seccao vazada)

1.1. Caracteristicas da seccao

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.49	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm2)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$

$E_{pt} = 12.538 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 25363.6 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.298 \text{ \%}$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$

$E_{pt} = 8.530 \text{ \%}$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 10627.6 \text{ kN.m}$

Secção 13

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.56	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 11.921 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 23907.1 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \text{ \%}$. $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 9.172 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 12084.1 \text{ kN.m}$

Secção 14

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1 143.50 0.57 18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \%$ $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \%$ $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 11.832 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 23699.0 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \%$ $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$$E_{pt} = 9.264 \%. \quad R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$$

$$\text{Pos. da linha neutra} \quad Y_s = 1.15 \text{ m} \quad Y_i = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Valor calculo momento resistente} \quad M_{rd} = 12292.2 \text{ kN.m}$$

Secção 15

1. (Secção vazada)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Contorno interior No. 1 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	2.800	1.050	2	2.800	0.200
3	3.630	0.200	4	3.630	1.050

Contorno interior No. 2 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	4.030	1.050	2	4.030	0.200
3	4.850	0.200	4	4.850	1.050

Contorno interior No. 3 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	5.250	1.050	2	5.250	0.200
3	6.080	0.200	4	6.080	1.050

Contorno interior No. 4 (poligonal):

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
---------	-------	-------	---------	-------	-------

1	6.480	1.050	2	6.480	0.200
3	7.300	0.200	4	7.300	1.050

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
1	143.50	0.62	18169.2

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexao

Seccao normal

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 11.391 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22658.6 \text{ kN.m}$

Seccao invertida

Extensoes e tensoes na rotura

Betao: $E_c = 2.298 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.747 \%$ $R_{sc} = 349.4 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \%$ $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \%$

$E_{pt} = 9.723 \%$ $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13332.6 \text{ kN.m}$

Secção 16

1. (Secção macica)

1.1. Características da secção

Contorno exterior poligonal:

Vertice	x (m)	y (m)	Vertice	x (m)	y (m)
1	0.000	1.400	2	0.000	1.200
3	2.400	1.050	4	2.500	0.000
5	7.600	0.000	6	7.700	1.050
7	10.100	1.200	8	10.100	1.400

Armaduras activas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)	Esf. normal (kN)
--------	-------------------------	----------	------------------

1	143.50	0.62	18169.2
---	--------	------	---------

Armaduras passivas:

Camada	Area (cm ²)	Cota (m)
--------	-------------------------	----------

1	40.20	1.34
2	147.25	0.06

1.2. Estados limites ultimos de flexão

Secção normal

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 1.819 \text{ \%}$. $R_c = 19.7 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.290 \text{ \%}$. $R_{sc} = 258.0 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 11.391 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 0.21 \text{ m}$ $Y_i = 1.19 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 22658.6 \text{ kN.m}$

Secção invertida

Extensões e tensões na rotura

Betão: $E_c = 2.248 \text{ \%}$. $R_c = 19.8 \text{ MPa}$

Armaduras passivas:

Arm. mais comp. $E_{sc} = 1.699 \text{ \%}$. $R_{sc} = 339.9 \text{ MPa}$

Arm. mais trac. $E_{st} = 10.000 \text{ \%}$. $R_{st} = 435.0 \text{ MPa}$

Armaduras activas:

Arm. mais trac. $E_{pi} = 6.331 \text{ \%}$.

$E_{pt} = 9.750 \text{ \%}$. $R_{pt} = 1450.0 \text{ MPa}$

Pos. da linha neutra $Y_s = 1.15 \text{ m}$ $Y_i = 0.25 \text{ m}$

Valor calculo momento resistente $M_{rd} = 13261.3 \text{ kN.m}$

ANEXO E – QUADROS DE CÁLCULO DE ESFORÇOS ACTUANTES E RESISTENTES NO TABULEIRO – LONGO PRAZO

ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO - LONGO PRAZO

		Esforços							PE	Características da Seção				Combinações				Tensões	
		M _{pp} (kN.m)	M _{rcp} (kN.m)	M _{p∞} (kN.m)	0,2(M _{SCU}) (kN.m)	0,2(M _{SCU}) (kN.m)	0,3(M _{VDT1}) (kN.m)	0,3(M _{VDT2}) (kN.m)	P ₀ (kN)	V _{inf} m	V _{sup} m	I m ⁴	A m ²					σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa
E1	0	0,0	0,0	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,9	-1,9
	3,1	3.761,7	650,5	-2.472,3	442,5	-81,8	205,1	-102,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	5.059,8	4.752,1	4.535,5	4.227,8	-0,5	-2,6
	3,1	3.761,7	650,5	-3.740,3	442,5	-81,8	205,1	-102,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	5.059,8	4.752,1	4.535,5	4.227,8	-1,9	-3,0
	7,8	6.282,5	1.136,2	-5.695,0	833,0	-205,8	516,0	-258,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.767,8	7.993,8	7.729,0	6.954,9	-0,6	-3,3
	12,5	5.583,7	1.018,9	-5.401,7	903,5	-329,8	827,0	-413,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.333,1	7.092,6	7.099,8	5.859,3	-0,7	-3,0
	17,2	1.665,2	298,6	-1.593,5	687,7	-453,8	1.137,9	-569,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.789,4	2.082,5	2.647,9	941,1	-1,3	-2,5
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	6.170,1	282,9	-625,1	1.448,9	-724,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.765,9	-6.939,2	-5.673,8	-7.847,1	-1,8	-2,1
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	7.419,5	282,9	-625,1	1.448,9	-724,4	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.765,9	-6.939,2	-5.673,8	-7.847,1	-0,5	-1,7
P1	25	-12.280,0	-2.227,7	11.470,9	181,5	-941,9	1.654,0	-827,0	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-12.672,2	-15.153,2	-13.795,6	-16.276,6	-2,5	0,0
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	8.005,0	228,5	-554,9	1.611,1	-805,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.853,9	-7.270,5	-5.637,3	-8.053,9	-0,3	-1,8
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	6.753,2	228,5	-554,9	1.611,1	-805,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.853,9	-7.270,5	-5.637,3	-8.053,9	-1,5	-2,2
	33,06	1.521,2	290,0	-2.285,3	592,3	-243,0	1.542,4	-771,2	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.946,0	1.632,3	3.010,6	696,9	-1,6	-2,1
	38,02	5.100,7	957,8	-6.751,7	904,1	-329,1	1.473,8	-736,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.436,4	6.225,7	7.203,2	4.992,5	-1,6	-2,0
	42,98	5.094,5	954,0	-6.594,9	931,9	-367,7	1.405,2	-702,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.385,6	6.277,8	7.086,0	4.978,3	-1,5	-2,1
	47,94	1.502,6	278,6	-2.240,1	675,0	-441,3	1.336,5	-668,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.792,7	1.788,0	2.676,5	671,7	-1,7	-2,1
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	6.867,2	310,6	-661,7	1.267,9	-633,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.164,9	-7.066,7	-6.137,2	-8.039,0	-1,6	-2,3
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	8.770,3	310,6	-661,7	1.267,9	-633,9	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.164,9	-7.066,7	-6.137,2	-8.039,0	0,0	-2,2
P2	56	-12.318,7	-2.251,4	12.430,6	253,0	-1.014,2	1.225,0	-612,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-13.092,1	-14.929,6	-14.359,3	-16.196,8	-2,2	-0,4
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	8.833,0	298,1	-648,4	1.237,0	-618,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.211,2	-7.066,7	-6.157,7	-8.013,2	0,0	-2,2
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	7.581,2	298,1	-648,4	1.237,0	-618,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.211,2	-7.066,7	-6.157,7	-8.013,2	-1,1	-2,6
	64,06	1.498,7	274,8	-1.667,9	657,8	-424,3	1.256,3	-628,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.687,6	1.803,2	2.605,5	721,0	-1,4	-2,4
	69,02	5.088,2	947,9	-6.773,2	949,6	-385,3	1.275,5	-637,8	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.261,2	6.347,9	6.926,3	5.013,0	-1,7	-2,0
	73,98	5.092,0	949,3	-6.407,8	956,9	-392,9	1.294,8	-647,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.293,0	6.350,8	6.943,1	5.000,9	-1,5	-2,2
	78,94	1.510,1	279,1	-1.829,6	679,9	-446,1	1.314,0	-657,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.783,1	1.812,1	2.657,1	686,1	-1,4	-2,3
	83,9	-5.657,5	-1.062,7	7.289,6	323,5	-673,0	1.333,3	-666,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.063,4	-7.063,4	-6.060,0	-8.059,9	-1,2	-2,4
	83,9	-5.657,5	-1.062,7	8.547,8	323,5	-673,0	1.333,3	-666,6	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.063,4	-7.063,4	-6.060,0	-8.059,9	-0,1	-2,1
P3	87	-12.295,1	-2.242,4	12.076,4	277,8	-1.036,3	1.345,3	-672,7	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-12.914,4	-14.932,3	-14.228,4	-16.246,4	-2,3	-0,2
	90,1	-5.660,4	-1.062,9	8.532,1	320,6	-670,0	1.341,2	-670,6	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.061,5	-7.073,4	-6.052,1	-8.063,9	-0,1	-2,0
	90,1	-5.660,4	-1.062,9	7.280,2	320,6	-670,0	1.341,2	-670,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.061,5	-7.073,4	-6.052,1	-8.063,9	-1,2	-2,4
	95,06	1.502,6	278,5	-1.883,7	675,9	-442,1	1.334,7	-667,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.791,8	1.789,7	2.673,8	671,7	-1,4	-2,3
	100,02	5.080,0	948,3	-6.475,6	961,2	-397,2	1.328,2	-664,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.317,8	6.325,4	6.959,4	4.967,0	-1,5	-2,1
	104,98	5.071,6	946,5	-6.444,3	962,2	-398,5	1.321,7	-660,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.302,0	6.319,5	6.941,3	4.958,8	-1,5	-2,1
	109,94	1.477,6	273,1	-2.215,0	678,4	-446,0	1.315,2	-657,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.744,3	1.771,5	2.619,9	647,1	-1,7	-2,1
	114,9	-5.702,1	-1.071,9	6.766,8	323,1	-675,1	1.308,7	-654,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.142,3	-7.105,3	-6.140,5	-8.103,5	-1,6	-2,2
	114,9	-5.702,1	-1.071,9	8.670,0	323,1	-675,1	1.308,7	-654,3	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.142,3	-7.105,3	-6.140,5	-8.103,5	-0,1	-2,1
P4	118	-12.347,3	-2.253,7	12.251,8	280,0	-1.041,5	1.304,6	-652,3	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-13.016,4	-14.973,3	-14.337,8	-16.294,7	-2,3	-0,3
	121,1	-5.689,4	-1.069,6	8.669,0	324,1	-675,5	1.308,5	-654,2	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.126,4	-7.089,1	-6.125,9	-8.088,6	-0,1	-2,1
	121,1	-5.689,4	-1.069,6	7.417,2	324,1	-675,5	1.308,5	-654,2	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.126,4	-7.089,1	-6.125,9	-8.088,6	-1,2	-2,5
	126,06	1.510,8	279,3	-1.808,2	680,1	-446,1	1.314,6	-657,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.784,8	1.812,9	2.658,5	686,6	-1,4	-2,3
	131,02	5.125,3	956,5	-6.461,5	962,5	-396,3	1.320,8	-660,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.365,0	6.383,9	7.006,3	5.025,1	-1,5	-2,2
	135,98	5.154,1	962,1	-6.491,6	960,2	-392,4	1.326,9	-663,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.403,3	6.412,9	7.050,7	5.060,3	-1,4	-2,2
	140,94	1.597,2	296,1	-1.889,7	673,5	-434,9	1.333,1	-666,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.899,8	1.900,2	2.791,4	791,8	-1,4	-2,3
	145,9	-5.545,4	-1.041,6	6.608,3	317,8	-661,3	1.339,2	-669,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.930,0	-6.938,8	-5.909,0	-7.917,9	-1,6	-2,2
	145,9	-5.545,4	-1.041,6	8.511,4	317,8	-661,3	1.339,2	-669,6	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.930,0	-6.938,8	-5.909,0	-7.917,9	0,0	-2,1
P5	149	-12.167,3	-2.218,7	12.054,9	274,9	-1.027,1	1.343,1	-671,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-12.768,1	-14.782,7	-14.070,0	-16.084,7	-2,2	-0,3
	152,1	-5.592,4	-1.050,6	8.539,7	322,1	-668,4	1.332,1	-666,1	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.988,7	-6.986,9	-5.979,3	-7.977,5	0,0	-2,1
	152,1	-5.592,4	-1.050,6	7.287,9	322,1	-668,4	1.332,1	-666,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.988,7	-6.986,9	-5.979,3	-7.977,5	-1,2	-2,5
	157,06	1.475,0	272,6	-1.829,3	678,0	-445,8	1.314,6	-657,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.740,3	1.768,3	2.616,5	644,5	-1,4	-2,3
	162,02	4.956,8	924,2	-6.374,4	947,1	-389,8	1.297,1	-648,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	8.125,2	6.179,4	6.788,3	4.842,6	-1,6	-2,1
	166,98	4.852,8	904,2	-6.296,3	931,3	-377,0	1.279,7	-639,8	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	7.967,9	6.048,5	6.659,6	4.740,1	-1,6	-2,1
	171,94	1.163,2	212,5	-1.586,2	631,4	-412,1	1.262,2	-631,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	3.269,2	1.376,0	2.225,7	332,5	-1,6	-2,2
	176,9	-6.112,2	-1.150,8	7.020,0	267,9	-635,8	1.244,7	-622,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-5.750,3	-7.617,4	-6.654,1	-8.521,1	-1,9	-2,1
	176,9	-6.112,2	-1.150,8	8.923,1	267,9	-635,8	1.244,7	-622,3	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.750,3	-7.617,4	-6.654,1	-8.521,1	-0,2	-2,0
P6	180	-12.817,1	-2.343,9	12.534,2	220,6	-1.007,9	1.233,7	-616,9	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-13.706,6	-15.557,2	-14.935,1	-16.785,7	-2,5	-0,2
	183,1	-5.941,7	-1.118,0	8.832,0	294,3	-659,0	1.272,6	-636,3	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-5.492,7	-7.401,6	-6.446,0	-8.355,0	-0,2	-2,1
	183,1	-5.941,7	-1.118,0	7.580,2	294,3	-659,0	1.272,6	-636,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,83						

ESTADO LIMITE DE LARGURA DE FENDAS - LONGO PRAZO

		Esforços								PE		Características da Seção				Combinações								Tensões			
		M _{pp} (kN.m)	M _{rcp} (kN.m)	M _{p∞} (kN.m)	0,2(M _{SCU}) (kN.m)	0,2(M _{SCU}) (kN.m)	0,4(M _{SCU}) (kN.m)	0,4(M _{SCU}) (kN.m)	0,3(M _{VDTr}) (kN.m)			0,3(M _{VDTr}) (kN.m)	0,5(M _{VDTr}) (kN.m)	0,5(M _{VDTr}) (kN.m)	P ₀ (kN)									V _{inf} m	V _{sup} m	I m ⁴	A m ²
E1	X	0	0,0	0,0	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,9	-1,9
	3,1	3.761,7	650,5	-2.472,3	442,5	-81,8	885,0	-163,6	205,1	-102,5	341,8	-170,9	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	5.502,3	5.194,6	4.535,5	4.227,8	5.196,5	4.683,8	4.672,2	4.159,5	-0,3	-0,7
	3,1	3.761,7	650,5	-3.740,3	442,5	-81,8	885,0	-163,6	205,1	-102,5	341,8	-170,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	5.502,3	5.194,6	4.535,5	4.227,8	5.196,5	4.683,8	4.672,2	4.159,5	-1,5	-2,0
	7,8	6.282,5	1.136,2	-5.695,0	833,0	-205,8	1.666,1	-411,6	516,0	-258,0	860,1	-430,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.600,9	8.826,8	7.729,0	6.954,9	9.111,8	7.821,8	8.073,0	6.782,9	-0,1	-1,1
	12,5	5.583,7	1.018,9	-5.401,7	903,5	-329,8	1.806,9	-659,6	827,0	-413,5	1.378,3	-689,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.236,6	7.996,1	7.099,8	5.859,3	8.884,4	6.817,0	7.651,1	5.583,7	-0,1	-1,1
	17,2	1.665,2	298,6	-1.593,5	687,7	-453,8	1.375,3	-907,6	1.137,9	-569,0	1.896,5	-948,3	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	4.477,1	2.770,2	2.647,9	941,1	4.548,0	1.703,2	3.406,6	561,8	-0,7	-1,5
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	6.170,1	282,9	-625,1	565,7	-1.250,1	1.448,9	-724,4	2.414,8	-1.207,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.483,0	-6.656,3	-5.673,8	-7.847,1	-3.800,0	-7.422,1	-4.707,9	-8.330,1	-1,1	-1,8
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	7.419,5	282,9	-625,1	565,7	-1.250,1	1.448,9	-724,4	2.414,8	-1.207,4	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.483,0	-6.656,3	-5.673,8	-7.847,1	-3.800,0	-7.422,1	-4.707,9	-8.330,1	0,0	-0,4
P1	25	-12.280,0	-2.227,7	11.470,9	181,5	-941,9	363,0	-1.883,8	1.654,0	-827,0	2.756,6	-1.378,3	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-12.490,7	-14.971,7	-13.795,6	-16.276,6	-11.569,6	-15.704,5	-12.693,0	-16.827,9	-1,9	-1,9
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	8.005,0	228,5	-554,9	457,0	-1.109,8	1.611,1	-805,5	2.685,1	-1.342,5	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.625,4	-7.042,0	-5.637,3	-8.053,9	-3.779,9	-7.807,5	-4.563,3	-8.590,9	0,3	0,0
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	6.753,2	228,5	-554,9	457,0	-1.109,8	1.611,1	-805,5	2.685,1	-1.342,5	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.625,4	-7.042,0	-5.637,3	-8.053,9	-3.779,9	-7.807,5	-4.563,3	-8.590,9	-0,7	-1,5
	33,06	1.521,2	290,0	-2.285,3	592,3	-343,0	1.184,7	-686,1	1.542,4	-771,2	2.570,7	-1.285,4	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	4.538,3	2.224,7	3.010,6	696,9	4.974,2	1.118,2	4.038,8	182,8	-0,9	-1,6
	38,02	5.100,7	957,8	-6.751,7	904,1	-329,1	1.808,1	-658,3	1.473,8	-736,9	2.456,3	-1.228,2	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.340,4	7.129,7	7.203,2	4.992,5	9.418,9	5.734,4	8.185,7	4.501,2	-0,9	-1,6
	42,98	5.094,5	954,0	-6.594,9	931,9	-367,7	1.863,8	-735,3	1.405,2	-702,6	2.341,9	-1.171,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.317,5	7.209,7	7.086,0	4.978,3	9.322,3	5.809,4	8.022,8	4.509,9	-0,9	-1,6
	47,94	1.502,6	278,6	-2.240,1	675,0	-441,3	1.350,0	-882,6	1.336,5	-668,3	2.227,5	-1.113,8	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	4.467,7	2.462,9	2.676,5	671,7	4.683,8	1.342,4	3.567,5	226,2	-1,1	-1,7
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	6.867,2	310,6	-661,7	621,2	-1.323,4	1.267,9	-633,9	2.113,2	-1.056,6	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.854,2	-6.756,1	-6.137,2	-8.039,0	-4.319,6	-7.489,3	-5.291,9	-8.461,6	-1,0	-1,7
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	8.770,3	310,6	-661,7	621,2	-1.323,4	1.267,9	-633,9	2.113,2	-1.056,6	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.854,2	-6.756,1	-6.137,2	-8.039,0	-4.319,6	-7.489,3	-5.291,9	-8.461,6	0,4	-0,1
P2	56	-12.318,7	-2.251,4	12.430,6	253,0	-1.014,2	506,0	-2.028,3	1.1225,0	-612,5	2.041,7	-1.020,8	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-12.839,1	-14.676,6	-14.359,3	-16.196,8	-12.275,5	-15.338,0	-13.542,6	-16.605,1	-1,8	-1,8
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	8.833,0	298,1	-648,4	596,3	-1.296,7	1.237,0	-618,5	2.061,7	-1.030,9	16.096,3	0,790	0,610	1,545	8,635	-4.913,0	-6.768,6	-6.157,7	-8.013,2	-4.386,5	-7.479,0	-5.333,0	-8.425,6	0,4	-0,1
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	7.581,2	298,1	-648,4	596,3	-1.296,7	1.237,0	-618,5	2.061,7	-1.030,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.913,0	-6.768,6	-6.157,7	-8.013,2	-4.386,5	-7.479,0	-5.333,0	-8.425,6	-0,6	-1,4
	64,06	1.498,7	274,8	-1.667,9	657,8	-424,3	1.315,6	-848,7	1.256,3	-628,1	2.093,8	-1.046,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	4.345,4	2.461,0	2.605,5	721,0	4.525,1	1.384,4	3.443,0	302,3	-0,8	-1,6
	69,02	5.088,2	947,9	-6.773,2	949,6	-385,3	1.899,3	-770,6	1.275,5	-637,8	2.125,9	-1.062,9	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.210,8	7.297,5	6.926,3	5.013,0	9.111,5	5.922,7	7.776,6	4.587,8	-1,1	-1,7
	73,98	5.092,0	949,3	-6.407,8	956,9	-392,9	1.913,9	-785,8	1.294,8	-647,4	2.158,0	-1.079,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	9.249,9	7.307,8	6.941,3	5.000,9	9.156,2	5.919,2	7.806,3	4.569,4	-0,8	-1,6
	78,94	1.510,1	279,1	-1.829,6	679,9	-446,1	1.359,8	-892,1	1.314,0	-657,0	2.190,0	-1.095,0	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	4.463,0	2.492,0	2.657,1	686,1	4.659,1	1.374,1	3.533,2	248,1	-0,8	-1,6
	83,9	-5.657,5	-1.062,7	7.289,6	323,5	-673,0	647,0	-1.346,0	1.333,3	-666,6	2.222,1	-1.111,1	16.096,3	0,869	0,531	1,264	5,830	-4.739,9	-6.739,9	-6.060,0	-8.059,9	-4.174,6	-7.507,8	-5.171,1	-8.504,3	-0,6	-1,5
	83																										

ESTADO LIMITE DE FLEXÃO - LONGO PRAZO

		Esforços							Combinações														Msd		Mrd				
	X	M _{pp} (kN.m)	M _{rcp} (kN.m)	M _{SCU} (kN.m)	M _{SCU} (kN.m)	M _{VDT1} (kN.m)	M _{VDT2} (kN.m)	P _{hip} (kN.m)															M _{max} MPa	M _{min} MPa	M _{max} MPa	M _{min} MPa	tipo de secção		
E1	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,4	5,3	5,3	4,0	4,0	5,3	5,3	4,0	4,0	5,3	5,3	4,0	4,0	5,3	5,3	4,0	4,0		4,0	19.121,3	-16.798,6	1
	3,1	3.761,7	650,5	2.212,5	-409,0	683,6	-341,8	425,1	10.498,1	9.575,2	10.370,6	9.447,7	6.565,9	5.643,0	6.438,4	5.515,5	9.580,8	8.042,6	9.453,3	7.915,1	7.221,5	5.683,3	7.094,0	5.555,8		5.515,5	22.866,7	-13.053,2	2
	3,1	3.761,7	650,5	2.212,5	-409,0	683,6	-341,8	428,7	10.502,4	9.579,5	10.373,8	9.450,9	6.570,2	5.647,3	6.441,6	5.518,7	9.585,1	8.046,9	9.456,5	7.918,3	7.225,8	5.687,6	7.097,2	5.559,0	10.502,4	5.518,7	22.866,7	-13.124,5	3
	7,8	6.282,5	1.136,2	4.165,2	-1.029,0	1.720,1	-860,1	1.210,3	19.434,1	17.111,9	19.071,0	16.748,8	11.642,7	9.320,5	11.279,6	8.957,5	17.967,0	14.096,7	17.603,9	13.733,6	13.292,2	9.421,9	12.929,1	9.058,8	19.434,1	8.957,5	26.404,0	-9.587,2	4
	12,5	5.583,7	1.018,9	4.517,4	-1.649,0	2.756,6	-1.378,3	1.986,5	20.707,2	16.985,8	20.111,2	16.389,8	11.457,6	7.736,2	10.861,6	7.140,2	19.650,7	13.448,4	19.054,8	12.852,4	14.101,0	7.898,6	13.505,0	7.302,7	20.707,2		27.028,2	-8.835,5	5
	17,2	1.665,2	298,6	3.438,3	-2.269,1	3.793,1	-1.896,5	2.736,4	14.550,9	9.430,2	13.730,0	8.609,3	5.989,8	869,2	5.168,9	48,2	14.763,7	6.229,3	13.942,8	5.408,4	9.627,1	1.092,7	8.806,2	271,8	14.763,7	48,2	23.074,8	-12.916,4	6
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	1.414,4	-3.125,3	4.829,5	-2.414,8	3.417,6	1.643,8	-4.876,1	618,5	-5.901,4	-5.165,7	-11.685,6	-6.191,0	-12.710,9	3.692,9	-7.173,6	2.667,6	-8.198,9	-392,8	-11.259,3	-1.418,1	-12.284,6	3.692,9	-12.710,9	13.899,5	-25.100,7	7
	21,9	-5.472,8	-1.024,8	1.414,4	-3.125,3	4.829,5	-2.414,8	3.395,4	1.617,1	-4.902,8	598,5	-5.921,4	-5.192,4	-11.712,2	-6.211,0	-12.730,9	3.666,2	-7.200,3	2.647,6	-8.218,9	-419,5	-11.285,9	-1.438,1	-12.304,6		-12.730,9	13.899,5	-25.013,9	8
P1	25	-12.280,0	-2.227,7	907,6	-4.709,5	5.513,2	-2.756,6	3.905,7	-8.909,5	-16.352,3	-10.081,2	-17.524,0	-17.335,1	-24.777,9	-18.506,8	-25.949,6	-6.146,2	-18.550,8	-7.317,9	-19.722,5	-11.201,5	-23.606,2	-12.373,2	-24.777,9		-25.949,6	9.314,0	-29.591,5	9
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	1.142,4	-2.774,5	5.370,2	-2.685,1	3.980,9	2.130,2	-5.119,5	936,0	-6.313,8	-3.745,1	-10.994,9	-4.939,4	-12.189,2	4.666,9	-7.416,0	3.472,7	-8.610,3	1.141,7	-10.941,2	-52,6	-12.135,5		-12.189,2	13.899,5	-25.013,9	8
	28,1	-5.643,9	-1.049,5	1.142,4	-2.774,5	5.370,2	-2.685,1	4.000,7	2.154,0	-5.095,8	953,8	-6.296,0	-3.721,4	-10.971,1	-4.921,6	-12.171,4	4.690,7	-7.392,3	3.490,5	-8.592,5	1.165,5	-10.917,5	-34,7	-12.117,7	4.690,7	-12.171,4	13.899,5	-25.100,7	7
	33,06	1.521,2	290,0	2.961,7	-1.715,2	5.141,4	-2.570,7	4.298,1	16.716,1	9.775,2	15.426,7	8.485,8	9.700,7	2.759,8	8.411,3	1.470,4	18.024,0	6.455,8	16.734,5	5.166,3	13.814,7	2.246,5	12.525,3	957,1	18.024,0	957,1	25.987,8	-10.003,4	10
	38,02	5.100,7	957,8	4.520,3	-1.645,7	4.912,6	-2.456,3	4.338,6	24.730,8	18.098,8	23.429,2	16.797,2	15.481,8	8.849,8	14.180,2	7.548,2	24.966,2	13.912,8	23.664,6	12.611,2	19.416,8	8.363,4	18.115,3	7.061,8	24.966,2		31.813,9	-3.865,9	11
	42,98	5.094,5	954,0	4.659,4	-1.838,3	4.683,9	-2.341,9	4.495,4	24.907,8	18.584,5	23.559,1	17.235,9	15.161,1	8.837,9	13.812,5	7.489,3	24.922,4	14.383,7	23.573,8	13.035,1	19.074,4	8.535,7	17.725,8	7.187,1	24.922,4		31.813,9	-3.865,9	11
	47,94	1.502,6	278,6	3.374,9	-2.206,5	4.455,1	-2.227,5	4.343,2	16.730,3	10.715,9	15.427,3	9.412,9	8.358,2	2.343,9	7.055,3	1.040,9	17.378,4	7.354,4	16.075,4	6.051,5	12.355,2	2.331,2	11.052,2	1.028,2	17.378,4	1.028,2	25.987,8	-10.003,4	10
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	1.553,1	-3.308,5	4.226,3	-2.113,2	4.114,7	1.807,1	-3.898,4	572,7	-5.132,8	-5.485,2	-11.190,7	-6.719,6	-12.425,2	3.411,1	-6.098,2	2.176,6	-7.332,6	-964,3	-10.473,5	-2.198,7	-11.708,0	3.411,1	-12.425,2	13.899,5	-25.100,7	7
	52,9	-5.674,9	-1.068,4	1.553,1	-3.308,5	4.226,3	-2.113,2	4.746,3	2.565,0	-3.140,6	1.141,1	-4.564,4	-4.727,3	-10.432,9	-6.151,2	-11.856,7	4.168,9	-5.340,3	2.745,1	-6.764,2	-206,5	-9.715,7	-1.630,3	-11.139,5		-11.856,7	13.899,5	-25.013,9	8
P2	56	-12.318,7	-2.251,4	1.264,9	-5.070,8	4.083,3	-2.041,7	4.865,3	-8.596,7	-14.109,1	-10.056,2	-15.568,7	-18.100,2	-23.612,7	-19.559,8	-25.072,3	-6.905,6	-16.093,1	-8.365,2	-17.552,7	-12.607,7	-21.795,2	-14.067,3	-23.254,8		-25.072,3	9.314,0	-29.591,5	9
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	1.490,7	-3.241,8	4.123,4	-2.061,7	4.808,9	2.449,8	-3.116,8	1.007,1	-4.559,5	-4.649,0	-10.215,6	-6.091,7	-11.658,3	4.029,4	-5.248,3	2.586,8	-6.691,0	-229,8	-9.507,6	-1.672,5	-10.950,2		-11.658,3	13.899,5	-25.013,9	8
	59,1	-5.676,4	-1.069,9	1.490,7	-3.241,8	4.123,4	-2.061,7	4.828,7	2.473,6	-3.093,1	1.025,0	-4.541,7	-4.625,2	-10.191,9	-6.073,9	-11.640,5	4.053,2	-5.224,5	2.604,6	-6.673,1	-206,1	-9.483,8	-1.654,7	-10.932,4	4.053,2	-11.640,5	13.899,5	-25.100,7	7
	64,06	1.498,7	274,8	3.289,1	-2.121,7	4.187,6	-2.093,8	4.915,5	17.036,5	11.383,2	15.561,8	9.908,6	8.920,4	3.267,1	7.445,7	1.792,5	17.575,6	8.153,5	16.100,9	6.678,8	12.705,9	3.283,8	11.231,3	1.809,2	17.575,6	1.792,5	25		

ESTADO LIMITE DE ESFORÇO TRANSVERSO - LONGO PRAZO

		Esforços							Combinações																	Vsd	
		V _{pp} (kN)	V _{rcp} (kN)	V _{scu} (kN)	V _{scu} (kN)	V _{vd1} (kN)	V _{vd2} (kN)	PE (kN)																		V _{máx} kN	V _{mín} kN
E1	0	-1.548,1	-252,1	131,9	-834,0	-220,5	110,3	950,5	-1.328,1	-1.030,3	-1.613,2	-1.315,5	-2.776,9	-2.479,2	-3.062,1	-2.764,4	-1.539,5	-1.043,3	-1.824,7	-1.328,5	-2.408,8	-1.912,7	-2.694,0	-2.197,8	-1.030,3	-3.062,1	-3.062,1
	3,1	-878,9	-167,5	157,7	-666,3	-220,5	110,3	646,1	-624,3	-326,6	-818,2	-520,5	-1.860,3	-1.562,5	-2.054,1	-1.756,4	-851,3	-355,1	-1.045,1	-548,9	-1.592,8	-1.096,6	-1.786,6	-1.290,5	-326,6	-2.054,1	-2.054,1
	3,1	-878,9	-167,5	157,7	-666,3	-220,5	110,3	646,1	-624,3	-326,6	-818,2	-520,5	-1.860,3	-1.562,5	-2.054,1	-1.756,4	-851,3	-355,1	-1.045,1	-548,9	-1.592,8	-1.096,6	-1.786,6	-1.290,5	-326,6	-2.054,1	-2.054,1
	7,8	-193,8	-39,2	298,2	-447,4	-220,5	110,3	183,0	147,9	445,6	93,0	390,7	-970,4	-672,7	-1.025,3	-727,6	-163,3	332,9	-218,2	278,0	-834,3	-338,1	-889,2	-393,0	445,6	-1.025,3	-1.025,3
	12,5	491,2	89,1	469,2	-273,1	-220,5	110,3	-383,5	842,0	1.139,7	957,0	1.254,7	-271,5	26,2	-156,5	141,2	428,1	924,3	543,2	1.039,3	-240,0	256,2	-124,9	371,2	1.254,7	-271,5	1.254,7
	17,2	1.176,2	217,4	663,0	-143,8	-220,5	110,3	-1.230,8	1.233,1	1.530,8	1.602,4	1.900,1	23,0	320,7	392,2	689,9	703,0	1.199,2	1.072,2	1.568,4	-23,1	473,1	346,2	842,3	1.900,1	-23,1	1.900,1
	21,9	1.861,2	345,7	869,5	-58,2	-220,5	110,3	-2.069,2	1.654,0	1.951,7	2.274,7	2.572,4	262,5	560,2	883,3	1.181,0	1.000,0	1.496,2	1.620,7	2.116,9	165,1	661,3	785,9	1.282,0	2.572,4	165,1	2.572,4
	21,9	1.861,2	345,7	869,5	-58,2	-220,5	110,3	-2.408,8	1.246,5	1.544,2	1.969,1	2.266,8	-145,0	152,7	577,6	875,3	592,5	1.088,7	1.315,1	1.811,3	-242,4	253,8	480,2	976,4	2.266,8	-242,4	2.266,8
P1	25	2.530,5	430,4	1.008,2	-36,3	-220,5	110,3	-157,5	5.186,5	5.484,2	5.233,8	5.531,5	3.619,7	3.917,4	3.667,0	3.964,7	4.449,2	4.945,4	4.496,5	4.992,7	3.509,2	4.005,4	3.556,4	4.052,6	5.531,5	3.509,2	5.531,5
	28,1	-1.806,1	-337,8	136,2	-921,7	46,1	-23,1	2.219,9	-35,1	-97,4	-701,1	-763,4	-1.621,9	-1.684,2	-2.287,9	-2.350,1	-89,2	-192,9	-755,1	-858,9	-1.041,2	-1.145,0	-1.707,2	-1.811,0	-35,1	-2.350,1	-2.350,1
	28,1	-1.806,1	-337,8	136,2	-921,7	46,1	-23,1	1.993,6	-306,8	-369,0	-904,8	-967,1	-1.893,5	-1.955,8	-2.491,6	-2.553,9	-360,8	-464,6	-958,9	-1.062,6	-1.312,8	-1.416,6	-1.910,9	-2.014,7	-306,8	-2.553,9	-2.553,9
	33,06	-1.083,1	-202,3	206,7	-705,9	46,1	-23,1	1.355,3	212,2	149,9	-194,4	-256,7	-1.156,7	-1.219,0	-1.563,3	-1.625,6	115,8	12,0	-290,8	-394,6	-705,5	-809,3	-1.112,1	-1.215,9	212,2	-1.625,6	-1.625,6
	38,02	-360,2	-66,9	336,8	-507,4	46,1	-23,1	432,4	478,9	416,6	349,2	286,9	-787,4	-849,7	-917,1	-979,4	304,5	200,7	174,8	71,0	-455,3	-559,1	-585,0	-688,8	478,9	-979,4	-979,4
	42,98	362,7	68,5	504,8	-338,2	46,1	-23,1	-496,2	795,6	733,3	944,5	882,2	-468,9	-531,1	-320,0	-382,3	520,4	416,6	669,3	565,5	-238,3	-342,1	-89,4	-193,2	944,5	-531,1	944,5
	47,94	1.085,6	203,9	702,8	-206,2	46,1	-23,1	-1.026,4	1.635,4	1.573,2	1.943,3	1.881,1	271,9	209,7	579,9	517,6	1.241,4	1.137,6	1.549,3	1.445,6	423,3	319,5	731,2	627,5	1.943,3	209,7	1.943,3
	52,9	1.808,5	339,3	918,9	-126,7	46,1	-23,1	-1.847,5	2.153,4	2.091,2	2.707,7	2.645,4	585,0	522,7	1.139,2	1.077,0	1.629,7	1.526,0	2.184,0	2.080,2	688,7	584,9	1.242,9	1.139,1	2.707,7	522,7	2.707,7
	52,9	1.808,5	339,3	918,9	-126,7	46,1	-23,1	-2.282,6	1.631,3	1.569,0	2.316,1	2.253,8	62,9	0,6	747,6	685,4	1.107,6	1.003,8	1.792,4	1.688,6	166,5	62,8	851,3	747,5	2.316,1	0,6	2.316,1
P2	56	2.477,8	423,9	1.057,8	-122,6	46,1	-23,1	-31,3	5.571,4	5.509,1	5.580,8	5.518,5	3.800,9	3.738,6	3.810,3	3.748,0	4.964,4	4.860,6	4.973,8	4.870,0	3.902,1	3.798,3	3.911,5	3.807,7	5.580,8	3.738,6	5.580,8
	59,1	-1.808,1	-338,8	150,8	-937,4	-12,9	6,5	2.262,4	-19,7	-2,2	-698,4	-680,9	-1.652,1	-1.634,6	-2.330,8	-2.313,3	-117,9	-88,8	-796,6	-767,5	-1.097,4	-1.068,3	-1.776,1	-1.747,0	-2,2	-2.330,8	-2.330,8
	59,1	-1.808,1	-338,8	150,8	-937,4	-12,9	6,5	2.036,0	-291,3	-273,8	-902,1	-884,6	-1.923,7	-1.906,2	-2.534,5	-2.517,0	-389,6	-360,4	-1.000,4	-971,3	-1.369,0	-1.339,9	-1.979,8	-1.950,7	-273,8	-2.534,5	-2.534,5
	64,06	-1.085,1	-203,4	223,6	-721,5	-12,9	6,5	1.398,1	231,4	248,9	-188,0	-170,5	-1.186,3	-1.168,8	-1.605,7	-1.588,2	89,5	118,6	-329,9	-300,8	-761,1	-732,0	-1.180,5	-1.151,4	248,9	-1.605,7	-1.605,7
	69,02	-362,2	-68,0	354,5	-523,5	-12,9	6,5	879,8	984,9	1.002,3	721,0	738,4	-332,2	-314,8	-596,1	-578,7	764,4	793,5	500,5	529,6	-25,9	3,2	-289,8	-260,7	1.002,3	-596,1	1.002,3
	73,98	360,7	67,4	522,9	-355,0	-12,9	6,5	-453,8	816,2	833,7	952,4	969,8	-500,6	-483,2	-364,5	-347,0	494,7	523,8	630,9	660,0	-295,4	-266,3	-159,3	-130,1	969,8	-500,6	969,8
	78,94	1.083,6	202,8	720,8	-224,1	-12,9	6,5	-1.378,8	1.182,1	1.199,6	1.595,8	1.613,2	-235,3	-217,8	178,4	195,9	741,9	771,0	1.155,5	1.184,6	-108,6	-79,5	305,1	334,2	1.613,2	-235,3	1.613,2
	83,9	1.806,5	338,2	936,7	-150,6	-12,9	6,5	-2.290,2	1.591,3	1.608,8	2.278,4	2.295,9	-39,7	-22,2	647,4	664,8	1.021,5	1.050,6	1.708,6	1.737,7	42,9	72,0	730,0	759,1	2.295,9	-39,7	2.295,9
	83,9	1.806,5	338,2	936,7	-150,6	-12,9	6,5	-2.240,1	1.651,5	1.668,9	2.323,5	2.341,0	20,4	37,9	692,5	709,9	1.081,7	1.110,8	1.753,7	1.782,8	103,1	132,2	775,1	804,2	2.341,0	20,4	2.341,0
P3	87	2.475,8	422,9	1.075,3	-146,6																						

ESTADO LIMITE DE TORÇÃO - LONGO PRAZO

		Esforços							Combinações														T _{sd}																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
		T _{pp} (kN)	T _{rcp} (kN)	T _{sc} (kN)	T _{sc} (kN)	T _{vd1} (kN)	T _{vd2} (kN)	PE (kN)															T _{max} kN.m	T _{min} kN.m																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
X																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				</

ESTADO LIMITE DE TORÇÃO - LONGO PRAZO

INTERACÇÃO ENTRE TORÇÃO E ESFORÇO TRANSVERSO

[illegible]

ANEXO F – QUADROS DE CÁLCULO DE ESFORÇOS ACTUANTES E RESISTENTES NO TABULEIRO – FASE CONSTRUTIVA E ENTRADA EM SERVIÇO

ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO - FASE CONSTRUTIVA

		pré-esforço								peso próprio								PE	Características da Secção				Fase 1		Fase 2		Fase 3		Fase 4		Fase 5		Fase 6		Fase 7		Fase 8	
	X	Fase 1 M (kN.m)	Fase 2 M (kN.m)	Fase 3 M (kN.m)	Fase 4 M (kN.m)	Fase 5 M (kN.m)	Fase 6 M (kN.m)	Fase 7 M (kN.m)	Fase 8 M (kN.m)	Fase 1 M (kN.m)	Fase 2 M (kN.m)	Fase 3 M (kN.m)	Fase 4 M (kN.m)	Fase 5 M (kN.m)	Fase 6 M (kN.m)	Fase 7 M (kN.m)	Fase 8 M (kN.m)	P ₀ (kN)	V _{inf} m	V _{sup} m	I m ⁴	A m ²	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa				
E1	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1	-2,1				
	3,1	-3.068,1	-2.552,3	-2.690,7	-2.653,7	-2.663,6	-2.660,9	-2.661,6	-2.661,6	4.896,5	3.946,6	4.201,5	4.133,3	4.151,5	4.146,6	4.147,9	4.147,8	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1,2	-2,8	-1,4	-2,7	-1,3	-2,7	-1,3	-2,7	-1,3	-2,7	-1,3	-2,7				
	3,1	-4.502,8	-3.987,0	-4.125,4	-4.088,4	-4.098,3	-4.095,6	-4.096,3	-4.096,3	4.896,5	3.946,6	4.201,5	4.133,3	4.151,5	4.146,6	4.147,9	4.147,8	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-2,8	-3,3	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1	-3,1				
	6,25	-6.517,9	-5.478,0	-5.757,1	-5.682,3	-5.702,3	-5.697,0	-5.698,4	-5.698,3	8.094,5	6.179,4	6.693,3	6.555,7	6.592,5	6.582,7	6.585,3	6.585,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-2,0	-3,8	-2,6	-3,4	-2,5	-3,5	-2,5	-3,5	-2,5	-3,5	-2,5	-3,5				
	12,5	-7.226,1	-5.146,3	-5.704,4	-5.555,0	-5.595,0	-5.584,3	-5.587,2	-5.587,0	10.156,9	6.326,6	7.354,4	7.079,2	7.152,9	7.133,2	7.138,5	7.138,0	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1,1	-4,3	-2,3	-3,6	-2,0	-3,8	-2,1	-3,8	-2,0	-3,8	-2,1	-3,8				
	18,75	-1.735,1	1.384,5	547,5	771,6	711,6	727,6	723,3	723,6	6.524,0	778,6	2.320,2	1.907,5	2.018,0	1.988,4	1.996,3	1.995,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	0,2	-5,1	-1,6	-4,0	-1,1	-4,3	-1,3	-4,2	-1,2	-4,3	-1,2	-4,3				
	21,9	4.073,3	7.717,1	6.739,3	7.001,1	6.931,0	6.949,8	6.944,8	6.945,1	2.534,5	-4.176,2	-2.375,6	-2.857,7	-2.728,6	-2.763,2	-2.753,9	-2.754,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	1,4	-5,9	-0,7	-4,6	-0,1	-4,9	-0,3	-4,9	-0,2	-4,9	-0,2	-4,9				
	21,9	5.508,0	9.151,8	8.174,0	8.435,8	8.365,7	8.384,5	8.379,5	8.379,8	2.534,5	-4.176,2	-2.375,6	-2.857,7	-2.728,6	-2.763,2	-2.753,9	-2.754,7	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	2,0	-5,3	0,4	-4,1	0,9	-4,4	0,7	-4,3	0,8	-4,3	0,8	-4,3				
P1	25	8.228,4	12.387,9	11.271,8	11.570,6	11.490,6	11.512,0	11.506,3	11.506,6	-3.141,0	-10.801,6	-8.746,1	-9.296,4	-9.149,1	-9.188,5	-9.178,0	-9.178,9	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	0,5	-4,1	-1,3	-2,7	-0,8	-3,1	-0,9	-3,0	-0,9	-3,0	-0,9	-3,0				
	28,1	5.073,9	8.351,5	7.750,6	7.911,4	7.868,4	7.879,9	7.878,1	7.878,3	-701,0	-3.392,2	-2.285,5	-2.581,8	-2.502,5	-2.523,7	-2.520,5	-2.521,0	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	0,1	-3,8	0,4	-4,1	0,7	-4,3	0,6	-4,2	0,6	-4,2	0,6	-4,2				
	28,1	3.639,2	6.916,8	6.315,9	6.476,7	6.433,7	6.445,2	6.443,9	6.444,0	-701,0	-3.392,2	-2.285,5	-2.581,8	-2.502,5	-2.523,7	-2.521,3	-2.521,8	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1,1	-4,4	-0,7	-4,6	-0,3	-4,8	-0,4	-4,8	-0,4	-4,8	-0,4	-4,8				
	31,2	-3.514,1	-1.118,4	-1.204,1	-1.181,2	-1.187,3	-1.185,7	-1.184,8	-1.184,8	0,0	2.278,3	2.436,1	2.393,9	2.405,2	2.402,2	2.400,6	2.400,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-5,5	-1,6	-2,3	-3,6	-2,3	-3,6	-2,3	-3,6	-2,3	-3,6	-2,3	-3,6				
	40,5		-9.402,6	-7.942,7	-8.333,6	-8.228,9	-8.256,9	-8.249,4	-8.249,9		10.881,6	8.192,8	8.912,7	8.720,0	8.771,6	8.757,8	8.759,0	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830			-2,1	-3,7	-2,9	-3,2	-2,7	-3,4	-2,8	-3,3	-2,8	-3,3				
	48,25		-5.181,8	-2.433,8	-3.169,5	-2.972,5	-3.025,2	-3.011,1	-3.012,0		8.418,2	3.357,2	4.712,3	4.349,5	4.446,6	4.420,6	4.422,8	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830			-0,9	-4,5	-2,5	-3,5	-2,1	-3,8	-2,2	-3,7	-2,1	-3,7				
	52,9		3.482,9	7.003,7	6.061,1	6.313,5	6.245,9	6.264,0	6.262,9		2.736,8	-3.747,5	-2.011,4	-2.476,2	-2.351,8	-2.385,1	-2.382,3	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830			1,2	-5,7	-0,9	-4,5	-0,3	-4,8	-0,5	-4,7	-0,4	-4,8				
	52,9		4.917,6	8.438,4	7.495,8	7.748,2	7.680,6	7.698,7	7.697,6		2.736,8	-3.747,5	-2.011,4	-2.476,2	-2.351,8	-2.385,1	-2.382,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635			1,8	-5,1	0,3	-4,0	0,7	-4,3	0,6	-4,2	0,6	-4,2				
P2	56		8.228,4	12.264,4	11.183,8	11.473,1	11.395,7	11.416,4	11.415,2		-3.139,1	-10.572,3	-8.582,1	-9.114,9	-8.972,3	-9.010,5	-9.007,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635			0,5	-4,1	-1,2	-2,8	-0,8	-3,1	-0,9	-3,0	-0,9	-3,1				
	59,1		5.073,9	8.240,3	7.670,5	7.823,0	7.782,2	7.793,1	7.792,5		-700,6	-3.187,0	-2.137,6	-2.418,5	-2.343,3	-2.363,4	-2.361,7	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635			0,1	-3,8	0,5	-4,1	0,7	-4,3	0,7	-4,2	0,7	-4,2				
	59,1		3.639,2	6.805,6	6.235,8	6.388,3	6.347,5	6.358,4	6.357,8		-700,6	-3.187,0	-2.137,6	-2.418,5	-2.343,3	-2.363,4	-2.361,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830			-1,1	-4,4	-0,6	-4,6	-0,3	-4,8	-0,4	-4,8	-0,4	-4,8				
	62,2		-3.514,1	-1.217,2	-1.276,3	-1.260,5	-1.264,7	-1.263,5	-1.263,6		0,0	2.460,3	2.569,0	2.539,9	2.547,7	2.545,6	2.545,8	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830			-5,5													

ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO - ENTRADA EM SERVIÇO

X		Esforços							PE	Características da Secção				Combinações				Tensões	
		M _{pp} (kN.m)	M _{rcp} (kN.m)	M _{p0} (kN.m)	0,2(M _{scu}) (kN.m)	0,2(M _{scu}) (kN.m)	0,3(M _{vdT1}) (kN.m)	0,3(M _{vdT2}) (kN.m)	P ₀ (kN)	V _{inf} m	V _{sup} m	I m ⁴	A m ²					σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa
E1	0 0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	0,0	0,0	0,0	0,0	-2,1	-2,1
	3,1	4.147,8	646,4	-2.661,6	442,6	-81,8	205,1	-102,5	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	5.441,9	5.134,3	4.917,5	4.609,9	-0,7	-2,9
	3,1	4.147,8	646,4	-4.096,3	442,6	-81,8	205,1	-102,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	5.441,9	5.134,3	4.917,5	4.609,9	-2,2	-3,3
	6,25	6.585,1	1.036,2	-5.698,3	741,0	-164,9	413,5	-206,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	8.775,8	8.155,5	7.869,8	7.249,6	-1,0	-3,8
	12,5	7.138,0	1.012,6	-5.587,0	903,7	-329,8	827,0	-413,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	9.881,3	8.640,8	8.647,8	7.407,3	-0,2	-3,9
	18,75	1.995,6	-70,7	723,6	561,9	-494,7	1.240,5	-620,2	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	3.727,2	1.866,5	2.670,6	809,9	-0,1	-3,8
	21,9	-2.754,7	-1.018,4	6.945,1	283,1	-625,1	1.448,9	-724,4	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-2.041,2	-4.214,5	-2.949,3	-5.122,6	0,3	-3,9
	21,9	-2.754,7	-1.018,4	8.379,8	283,1	-625,1	1.448,9	-724,4	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-2.041,2	-4.214,5	-2.949,3	-5.122,6	1,1	-3,4
P1	25 0	-9.178,9	-2.213,9	11.506,6	181,6	-941,9	1.654,0	-827,0	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-9.557,2	-12.038,2	-10.680,7	-13.161,6	-1,1	-1,5
	28,1	-2.521,0	-1.043,0	7.878,3	228,7	-555,0	1.611,1	-805,5	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.724,1	-4.140,7	-2.507,9	-4.924,5	1,0	-3,3
	28,1	-2.521,8	-1.043,0	6.444,0	228,7	-555,0	1.611,1	-805,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.724,9	-4.141,5	-2.508,7	-4.925,3	0,1	-3,8
	31,2	2.400,5	-132,8	-1.184,8	426,2	-366,2	1.568,2	-784,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.262,1	1.909,8	3.469,7	1.117,4	-1,0	-3,1
	40,5	8.759,0	1.033,4	-8.249,9	954,5	-330,9	1.439,5	-719,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	12.186,3	10.027,1	10.900,9	8.741,7	-0,4	-3,3
	48,25	4.422,8	212,7	-3.012,0	650,3	-446,0	1.332,2	-666,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	6.618,1	4.619,7	5.521,8	3.523,5	-0,6	-3,3
	52,9	-2.382,3	-1.061,8	6.262,9	310,7	-661,7	1.267,9	-633,9	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.865,5	-3.767,3	-2.837,9	-4.739,7	-0,1	-3,8
	52,9	-2.382,3	-1.061,8	7.697,6	310,7	-661,7	1.267,9	-633,9	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.865,5	-3.767,3	-2.837,9	-4.739,7	0,9	-3,3
P2	56 0	-9.007,3	-2.237,4	11.415,2	253,0	-1.014,3	1.225,0	-612,5	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-9.766,7	-11.604,1	-11.033,9	-12.871,4	-1,3	-1,5
	59,1	-2.361,7	-1.063,2	7.792,5	298,3	-648,3	1.237,0	-618,5	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.889,7	-3.745,2	-2.836,2	-4.691,8	0,9	-3,3
	59,1	-2.361,7	-1.063,2	6.357,8	298,3	-648,3	1.237,0	-618,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.889,7	-3.745,2	-2.836,2	-4.691,8	0,0	-3,8
	62,2	2.545,8	-149,8	-1.263,6	493,6	-451,9	1.249,1	-624,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.138,6	2.265,0	3.193,1	1.319,5	-1,1	-3,1
	71,5	8.861,6	1.026,1	-8.306,6	989,8	-366,3	1.285,2	-642,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	12.162,7	10.235,0	10.806,5	8.878,8	-0,5	-3,4
	79,25	4.491,9	213,6	-3.051,3	654,0	-449,4	1.315,2	-657,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	6.674,7	4.701,9	5.571,4	3.598,5	-0,6	-3,3
	83,9	-2.333,3	-1.056,1	6.234,0	323,6	-672,9	1.333,3	-666,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.732,5	-3.732,4	-2.729,0	-4.728,9	0,0	-3,7
	83,9	-2.333,3	-1.056,1	7.668,7	323,6	-672,9	1.333,3	-666,6	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.732,5	-3.732,4	-2.729,0	-4.728,9	0,9	-3,3
P3	87 0	-8.971,7	-2.228,4	11.393,2	277,8	-1.036,2	1.345,3	-672,7	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-9.577,0	-11.595,0	-10.891,0	-12.909,0	-1,2	-1,5
	90,1	-2.338,2	-1.056,3	7.778,3	320,6	-669,9	1.341,2	-670,6	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.732,6	-3.744,5	-2.723,2	-4.735,0	1,0	-3,3
	90,1	-2.338,2	-1.056,3	6.343,6	320,6	-669,9	1.341,2	-670,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.732,6	-3.744,5	-2.723,2	-4.735,0	0,1	-3,8
	93,2	2.557,3	-144,9	-1.270,0	513,5	-471,3	1.337,2	-668,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.263,1	2.257,4	3.278,2	1.272,5	-1,1	-3,1
	102,5	8.837,0	1.025,0	-8.289,6	998,1	-374,7	1.325,0	-662,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	12.185,1	10.197,6	10.812,2	8.824,8	-0,4	-3,3
	110,25	4.437,3	207,4	-3.014,8	651,9	-449,0	1.314,8	-657,4	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	6.611,4	4.639,2	5.510,5	3.538,3	-0,6	-3,3
	114,9	-2.406,0	-1.065,3	6.282,2	323,2	-675,0	1.308,7	-654,3	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.839,4	-3.802,4	-2.837,6	-4.800,6	-0,1	-3,7
	114,9	-2.406,0	-1.065,3	7.716,9	323,2	-675,0	1.308,7	-654,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.839,4	-3.802,4	-2.837,6	-4.800,6	0,9	-3,3
P4	118 0	-9.056,4	-2.239,6	11.449,2	279,9	-1.041,5	1.304,6	-652,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-9.711,5	-11.668,4	-11.032,9	-12.989,8	-1,2	-1,5
	121,1	-2.382,5	-1.062,9	7.807,6	324,1	-675,4	1.308,5	-654,2	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.812,8	-3.775,5	-2.812,3	-4.775,0	1,0	-3,3
	121,1	-2.382,5	-1.062,9	6.372,9	324,1	-675,4	1.308,5	-654,2	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.812,8	-3.775,5	-2.812,3	-4.775,0	0,0	-3,8
	124,2	2.553,5	-146,9	-1.267,4	518,4	-476,8	1.312,3	-656,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.237,3	2.268,9	3.242,1	1.273,6	-1,1	-3,1
	133,5	8.954,6	1.036,8	-8.367,1	997,9	-371,3	1.323,8	-661,9	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	12.313,1	10.327,4	10.943,9	8.958,2	-0,4	-3,4
	141,25	4.656,1	230,7	-3.159,1	646,9	-437,5	1.333,5	-666,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	6.867,1	4.867,0	5.782,7	3.782,6	-0,6	-3,4
	145,9	-2.126,4	-1.035,1	6.097,9	317,9	-661,1	1.339,2	-669,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.504,5	-3.513,3	-2.483,5	-4.492,3	0,0	-3,8
	145,9	-2.126,4	-1.035,1	7.532,6	317,9	-661,1	1.339,2	-669,6	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.504,5	-3.513,3	-2.483,5	-4.492,3	1,0	-3,3
P5	149 0	-8.736,4	-2.204,8	11.238,2	274,8	-1.027,1	1.343,1	-671,5	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-9.323,3	-11.337,9	-10.625,3	-12.639,9	-1,1	-1,6
	152,1	-2.214,0	-1.044,1	7.696,5	322,2	-668,3	1.332,1	-666,1	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-1.603,7	-3.601,9	-2.594,2	-4.592,4	1,0	-3,3
	152,1	-2.214,0	-1.044,1	6.261,8	322,2	-668,3	1.332,1	-666,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-1.603,7	-3.601,9	-2.594,2	-4.592,4	0,1	-3,8
	155,2	2.570,5	-144,0	-1.278,5	519,5	-477,0	1.321,2	-660,6	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.267,2	2.285,4	3.270,7	1.288,9	-1,1	-3,1
	164,5	8.517,1	991,9	-8.081,1	975,7	-361,7	1.288,4	-644,2	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	11.773,1	9.840,5	10.435,7	8.503,1	-0,6	-3,3
	172,25	3.839,7	146,1	-2.625,4	604,0	-414,2	1.261,1	-630,5	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	5.850,8	3.959,2	4.832,6	2.941,0	-0,9	-3,2
	176,9	-3.170,1	-1.143,6	6.780,1	268,1	-635,8	1.244,7	-622,3	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-2.801,0	-4.668,0	-3.704,8	-5.571,8	-0,4	-3,6
	176,9	-3.170,1	-1.143,6	8.214,8	268,1	-635,8	1.244,7	-622,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-2.801,0	-4.668,0	-3.704,8	-5.571,8	0,7	-3,1
P6	180 0	-9.931,6	-2.329,3	12.019,4	220,6	-1.007,9	1.233,7	-616,9	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-10.806,6	-12.657,2	-12.035,0	-13.885,6	-1,5	-1,4
	183,1	-2.843,2	-1.111,0	8.107,8	294,4	-658,9	1.272,6	-636,3	18.169,2	0,790	0,610	1,545	8,635	-2.387,1	-4.296,1	-3.340,5	-5.249,4	0,8	-3,2
	183,1	-2.843,2	-1.111,0	6.673,1	294,4	-658,9	1.272,6	-636,3	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	-2.387,1	-4.296,1	-3.340,5	-5.249,4	-0,2	-3,7
	186,2	2.507,3	-153,4	-1.237,3	516,8	-476,8	1.311,5	-655,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	4.182,2	2.214,9	3.188,6	1.221,3	-1,1	-3,1
	195,5	10.151,9	1.155,1	-9.147,1	928,9	-278,8	1.428,1	-714,1	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	13.663,9	11.521,7	12.456,3	10.314,0	0,0	-3,6
	203,25	6.889,5	453,0	-4.614,2	516,3	-210,5	1.525,3	-762,7	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	9.384,2	7.096,2	8.657,3	6.369,3	0,2	-3,9
	207,9	728,7	-750,4	4.237,7	222,6	-430,0	1.583,7	-791,8	18.169,2	0,869	0,531	1,264	5,830	1.784,6	-590,9	1.132,0	-1.243,5	1,0	-4,4
	207,9	728,7	-750,4	5.672,4	222,6	-430,0	1.583,7	-791,8	18.169,2										

ESTADO LIMITE DE FLEXÃO - ENTRADA EM SERVIÇO

		Esforços							Combinações																				Msd		Mrd			
X		M _{pp} (kN.m)	M _{rcp} (kN.m)		M _{SCU} (kN.m)	M _{SCU} (kN.m)	M _{VDT1} (kN.m)	M _{VDT2} (kN.m)		P _{hip} (kN.m)																				M _{máx} MPa	M _{mín} MPa	M _{máx} MPa	M _{mín} MPa	tipo de seção
E1	0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	19.121,3	-16.798,6	1				
	3,1	4.147,8	646,4		2.212,9	-409,0	683,6	-341,8		608,8																	6.196,1	22.866,7	-13.053,2	2				
	3,1	4.147,8	646,4		2.212,9	-409,0	683,6	-341,8		609,5																	6.196,7	22.866,7	-13.124,5	3				
	6,25	6.585,1	1.036,2		3.705,0	-824,5	1.378,3	-689,1		1.369,5																	9.819,6	25.751,7	-10.419,5	4				
	12,5	7.138,0	1.012,6		4.518,3	-1.649,0	2.756,6	-1.378,3		2.752,7																		27.028,2	-8.963,0	5				
	18,75	1.995,6	-70,7		2.809,3	-2.473,6	4.134,9	-2.067,4		3.430,8																	104,7	20.577,9	-15.413,3	6				
	21,9	-2.754,7	-1.018,4		1.415,3	-3.125,5	4.829,5	-2.414,8		3.838,1																	-8.653,7	14.105,5	-25.100,7	7				
	21,9	-2.754,7	-1.018,4		1.415,3	-3.125,5	4.829,5	-2.414,8		3.837,5																	-8.654,3	14.105,5	-25.103,9	8				
P1	25	-9.178,9	-2.213,9		907,8	-4.709,5	5.513,2	-2.756,6		2.967,1																	-22.587,1	9.362,0	-29.591,5	9				
	28,1	-2.521,0	-1.043,0		1.143,7	-2.775,2	5.370,2	-2.685,1		3.336,0																	-8.544,8	14.105,5	-25.103,9	8				
	28,1	-2.521,8	-1.043,0		1.143,7	-2.775,2	5.370,2	-2.685,1		3.337,1																	-8.544,9	14.105,5	-25.100,7	7				
	31,2	2.400,5	-132,8		2.131,2	-1.830,9	5.227,2	-2.613,6		2.976,0																	151,7	22.242,5	-13.748,7	10				
	40,5	8.759,0	1.033,4		4.772,6	-1.654,6	4.798,3	-2.399,1		4.995,5																		30.862,0	32.646,2	-3.271,6	11			
	48,25	4.422,8	212,7		3.251,4	-2.229,9	4.440,8	-2.220,4		3.874,2																		20.526,4	4.433,5	25.363,6	-10.627,6	12		
	52,9	-2.382,3	-1.061,8		1.553,4	-3.308,5	4.226,3	-2.113,2		3.156,0																		6.716,0	-8.833,0	14.105,5	-25.100,7	7		
	52,9	-2.382,3	-1.061,8		1.553,4	-3.308,5	4.226,3	-2.113,2		3.155,3																		-8.833,6	14.105,5	-25.103,9	8			
P2	56	-9.007,3	-2.237,4		1.264,9	-5.071,3	4.083,3	-2.041,7		2.875,7																		-22.372,2	9.362,0	-29.591,5	9			
	59,1	-2.361,7	-1.063,2		1.491,3	-3.241,4	4.123,4	-2.061,7		3.250,2																		-8.575,7	14.105,5	-25.103,9	8			
	59,1	-2.361,7	-1.063,2		1.491,3	-3.241,4	4.123,4	-2.061,7		3.250,9																		-8.575,1	14.105,5	-25.100,7	7			
	62,2	2.545,8	-149,8		2.468,0	-2.259,6	4.163,5	-2.081,8		2.897,1																		15.155,1	556,5	22.242,5	-13.748,7	10		
	71,5	8.861,6	1.026,1		4.949,2	-1.831,7	4.283,8	-2.141,9		4.938,8																		30.708,1	32.646,2	-3.271,6	11			
	79,25	4.491,9	213,6		3.269,8	-2.246,8	4.384,1	-2.192,1		3.834,8																		20.505,2	4.492,7	25.363,6	-10.627,6	12		
	83,9	-2.333,3	-1.056,1		1.617,9	-3.364,6	4.444,3	-2.222,1		3.127,1																		7.140,9	-8.966,4	14.105,5	-25.100,7	7		
	83,9	-2.333,3	-1.056,1		1.617,9	-3.364,6	4.444,3	-2.222,1		3.126,4																		-8.967,0	14.105,5	-25.103,9	8			
P3	87	-8.971,7	-2.228,4		1.388,8	-5.181,1	4.484,4	-2.242,2		2.853,7																		-22.675,7	9.362,0	-29.591,5	9			
	90,1	-2.338,2	-1.056,3		1.603,2	-3.349,5	4.470,8	-2.235,4		3.236,0																		-8.864,8	14.105,5	-25.103,9	8			
	90,1	-2.338,2	-1.056,3		1.603,2	-3.349,5	4.470,8	-2.235,4		3.236,7																		7.292,0	-8.864,2	14.105,5	-25.100,7	7		
	93,2	2.557,3	-144,9		2.567,7	-2.356,7	4.457,2	-2.228,6		2.890,7																		15.700,7	295,8	22.242,5	-13.748,7	10		
	102,5	8.837,0	1.025,0		4.990,7	-1.873,7	4.416,5	-2.208,3		4.955,8																		30.875,3		32.646,2	-3.271,6	11		
	110,25	4.437,3	207,4		3.259,7	-2.244,9	4.382,6	-2.191,3		3.871,3																		20.454,7	4.446,1	25.363,6	-10.627,6	12		
	114,9	-2.406,0	-1.065,3		1.615,8	-3.375,0	4.362,3	-2.181,1		3.175,3																		6.962,0	-9.013,8	14.105,5	-25.100,7	7		
	114,9	-2.406,0	-1.065,3		1.615,8	-3.375,0	4.362,3	-2.181,1		3.174,6																		-9.014,4	14.105,5	-25.103,9	8			
P4	118	-9.056,4	-2.239,6		1.399,7	-5.207,3	4.348,7	-2.174,3																										

PEÇAS DESENHADAS

Des. 01 – Esboço Corográfico

Des. 02 – Implantação

Des. 03 – Dimensionamento Geral

Des. 04 – Planta de Fundações: Corte Longitudinal; Corte Transversal

Des. 05 – Encontro 1: Dimensionamento

Des. 06 – Encontro 2: Dimensionamento

Des. 07 – Pilares: Dimensionamento

Des. 08 – Tabuleiro: Dimensionamento

Des. 09 – Traçado de Pré-Esforço

Des. 10 – Encontros: Armaduras

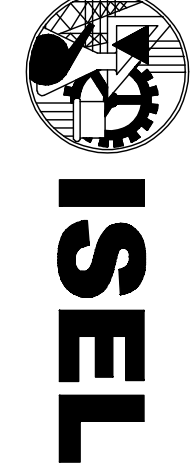
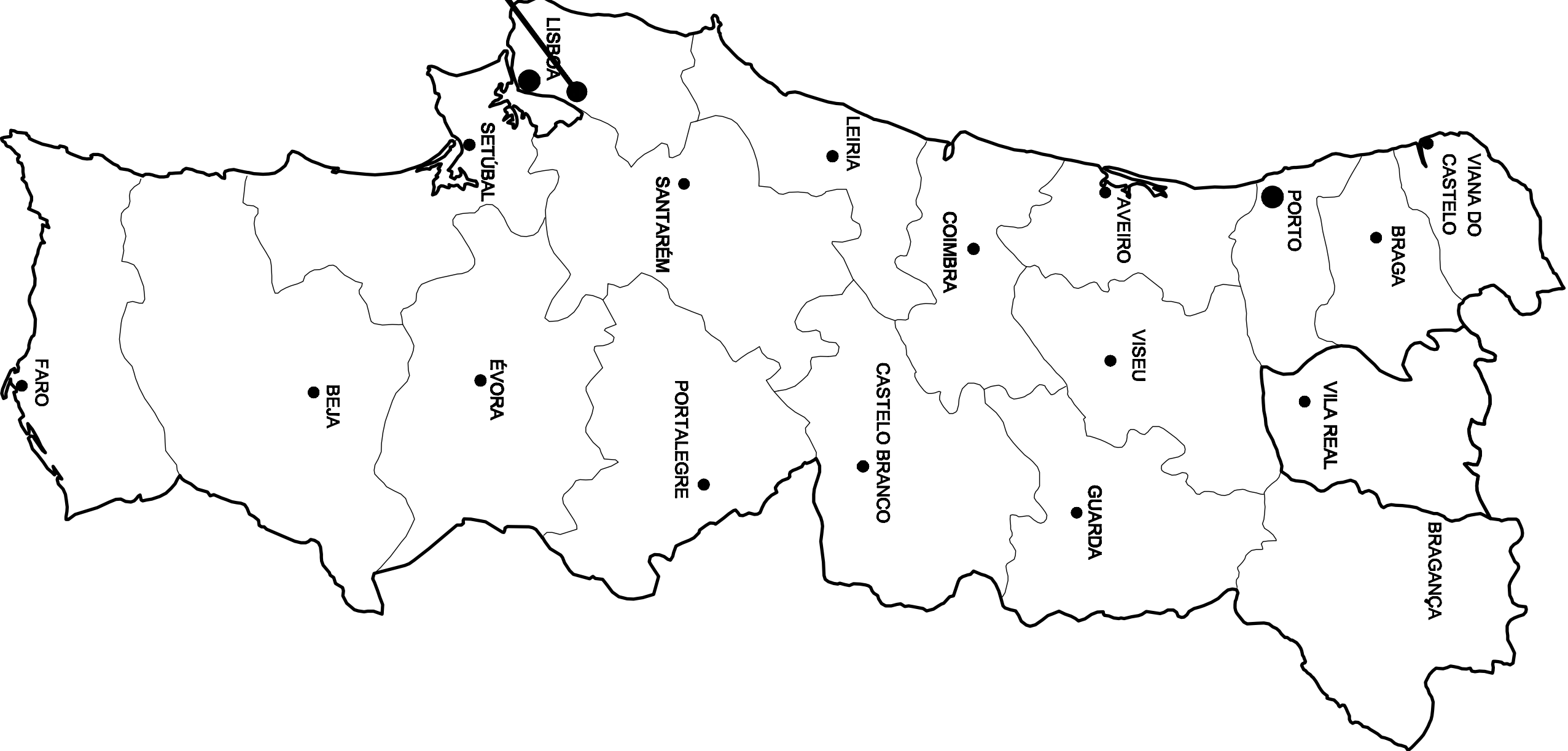
Des. 11 – Pilares: Armaduras

Des. 12 – Tabuleiro: Armaduras

Des. 13 – Encontros: Muros de Gabiões

Des. 14 – Pormenores

Des. 15 – Faseamento Construtivo



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

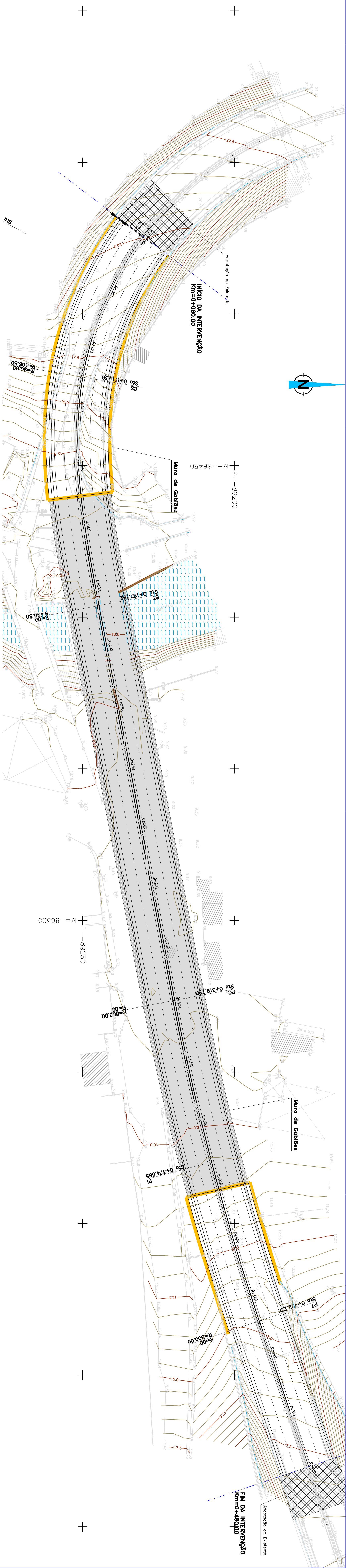
Projeto n.º C.J./T.M./A
Data: SETEMBRO 2011
Projetista: Carlos Jorge
Aprovou: Carlos Jorge

Verificou:
Escala: 1:10.000

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº 1
(PROJETO DE EXECUÇÃO)

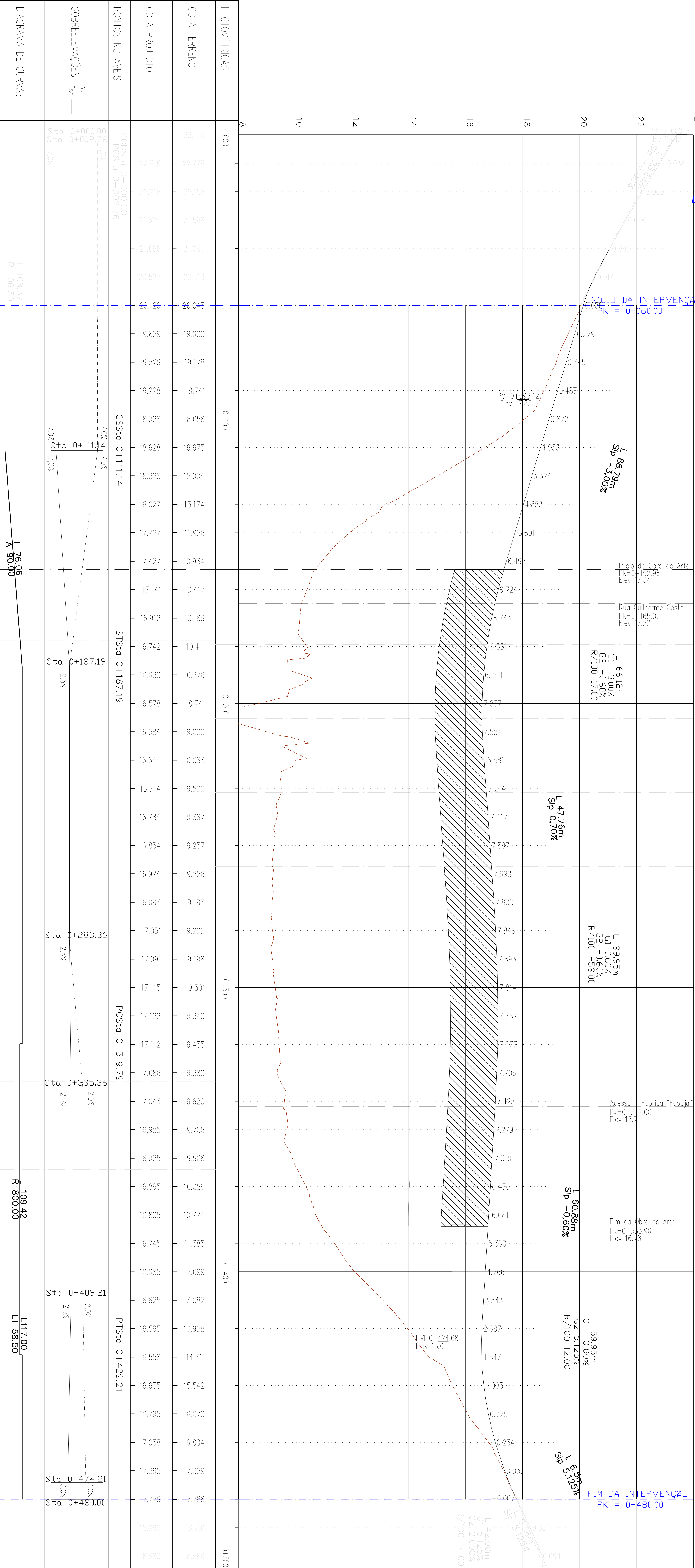
ESBOÇO COROGRÁFICO

DES. Nº 1



ADAPTAÇÃO AO EXISTENTE

ADAPTAÇÃO AO EXISTENTE



HECTOMÉTRICAS	0+000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
---------------	-------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projeto nº
CJ/TM/A

Projeto
Carlos Jorge

Verificação
Aguiar

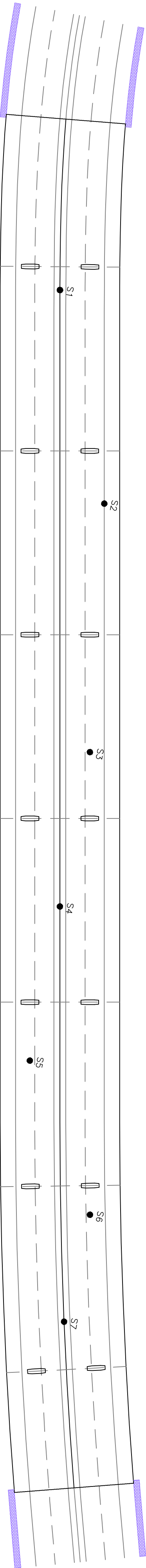
Escala
1:500

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº 1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

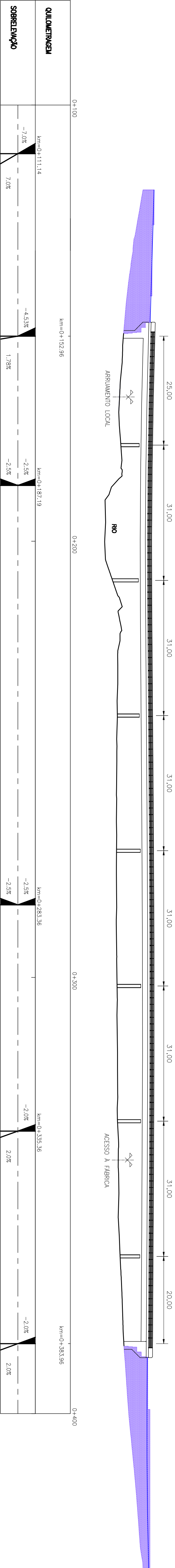
IMPLANTAÇÃO

DES. Nº

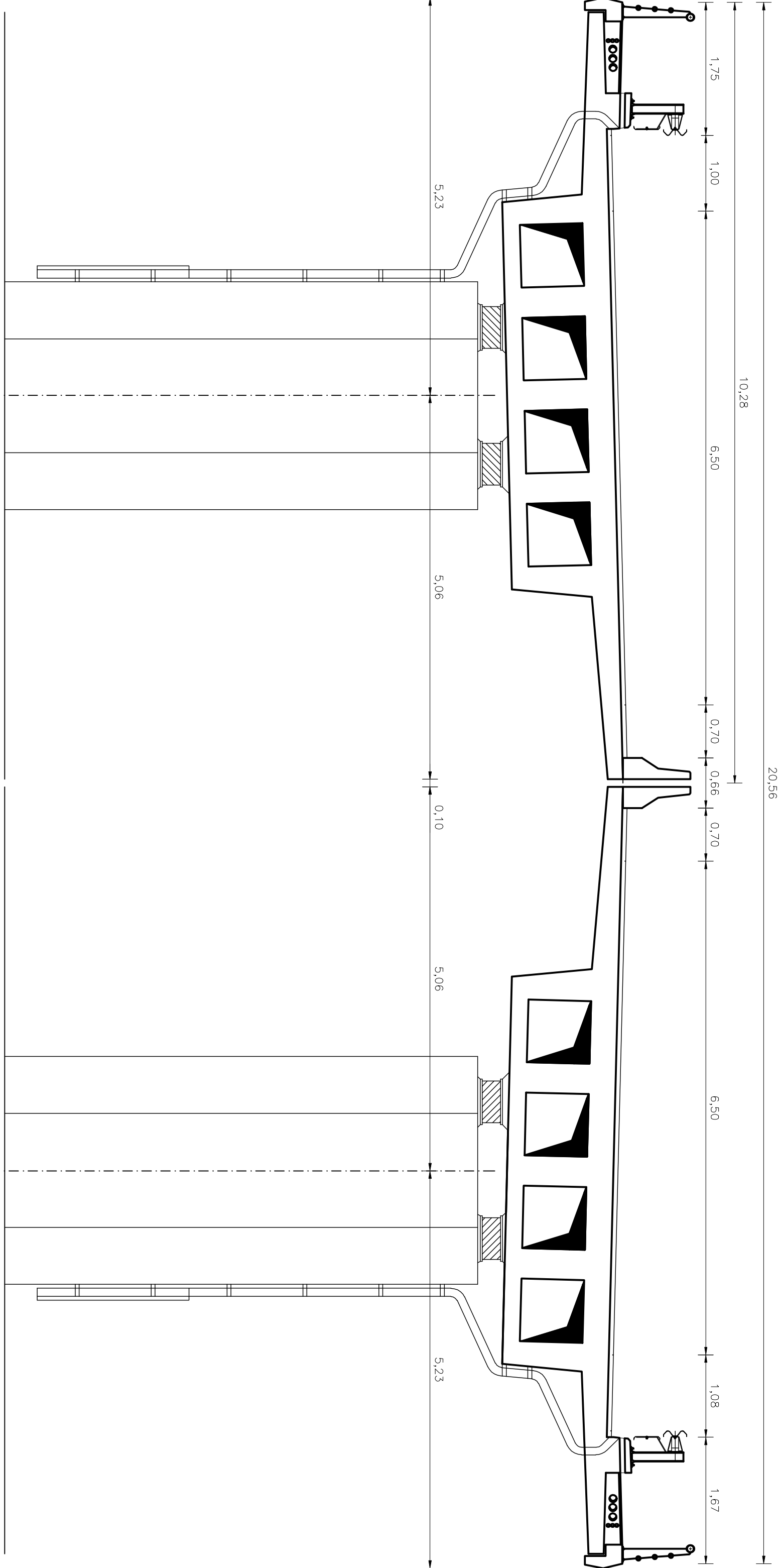
2



PLANTA GERAL



ALCANTO



CORTÉ TRANSVERSAL

COORDENADAS DOS PILARES			
COORD. ENMS	KM	M	P
P1 Dir	0+177.960	-86414.468	-89253.132
		-86416.300	-89243.199
		-86383.898	-89247.309
P2 Dir	0+208.960	-86385.799	-89237.390
P2 Esq	0+239.960	-86353.452	-89241.474
P3 Dir		-86323.005	-89235.639
P3 Esq		-86324.906	-89225.719
P4 Dir	0+270.960	-86292.559	-89229.803
P4 Esq	0+301.960	-86294.460	-89219.894
P5 Esq		-86262.059	-89223.890
P6 Dir		-86264.093	-89213.997
P6 Esq	0+332.960	-86231.626	-89217.032
P7 Dir	0+363.960	-86234.042	-89207.225
P7 Esq			

MATERIAIS:	
BEIÃO:	C35/45
TABULEIRO	C30/37
ENCONTROS E PILARES	C30/37
MACIÇOS DE FUNDAÇÃO	C16/20
ESTACAS	Y186057
REGULARIZAÇÃO	
ACO:	
EM ARMADURAS PASSIVAS	
EM ARMADURAS ACTIVAS	
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS:	
ESTACAS	7cm
PILARES E SUPERFÍCIES DE ENCONTROS	5cm
DE TERRA	4cm
RESISTENTES SUPERFÍCIES	



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

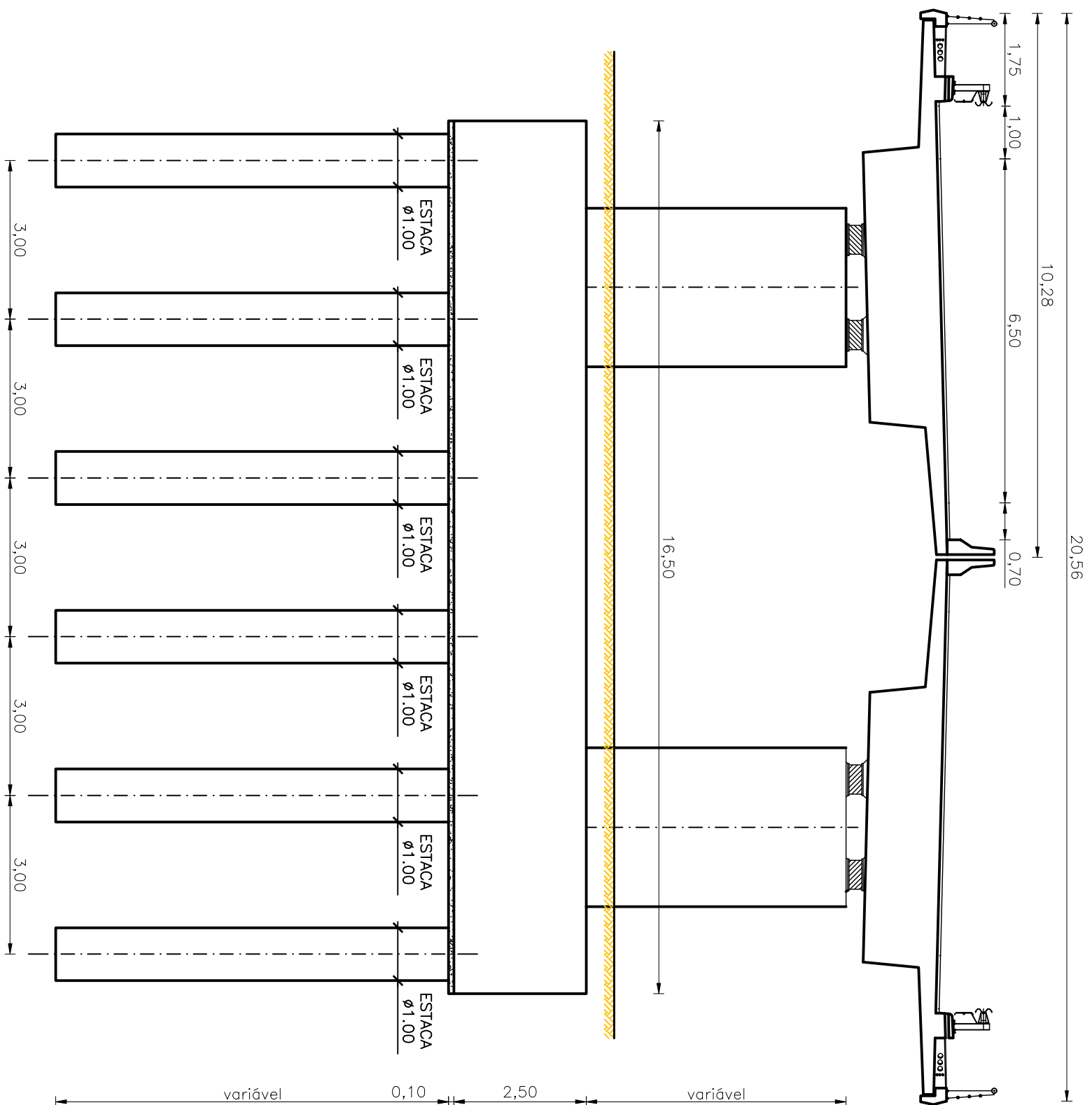
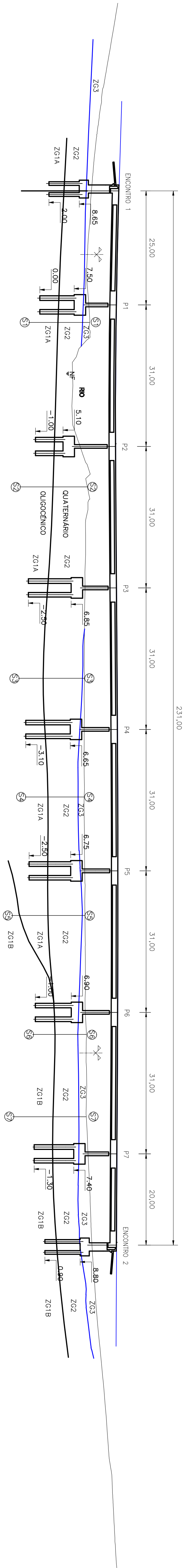
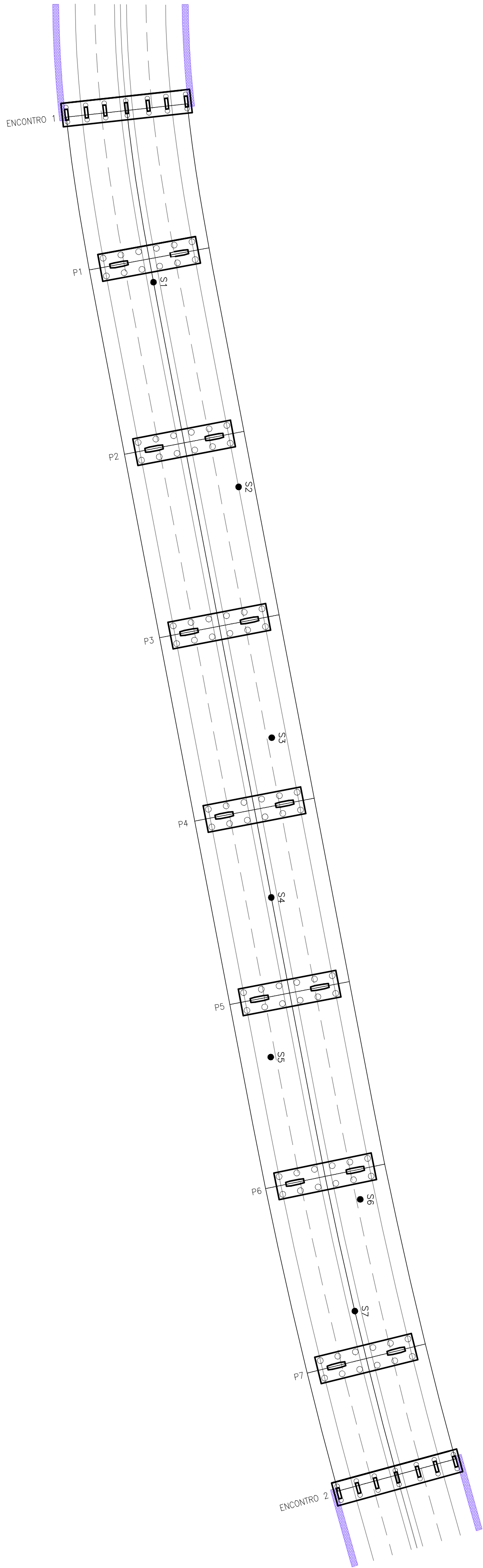
Projecto m	CJ/TM/A	Projector	Carlos Jorge	Verificou	
Data	SETEMBRO 2011	Desenhou	Carlos Jorge	Aprovou	

Escala:
1:500
1:50

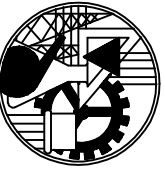
VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

DIMENSIONAMENTO
GERAL

DCS: N.º
3



- LEGENDA:**
- ZG3 - TERRA VEGETAL E ATERROS
 - ZG2 - ALUVIÕES DO RIO TRANÇÃO (NSPT 5 a 23)
 - ZG1B - ZONA DE TRANSIÇÃO - ARGILA ARENOSA (NSPT>60)
 - ZG1A - ARENITOS E CALCÁRIOS MARGOSOS (NSPT>60)
 - - - LIMITE GEOLÓGICO PROVÁVEL



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projecto m
CJ/TTM/A
Data
SETEMBRO 2011

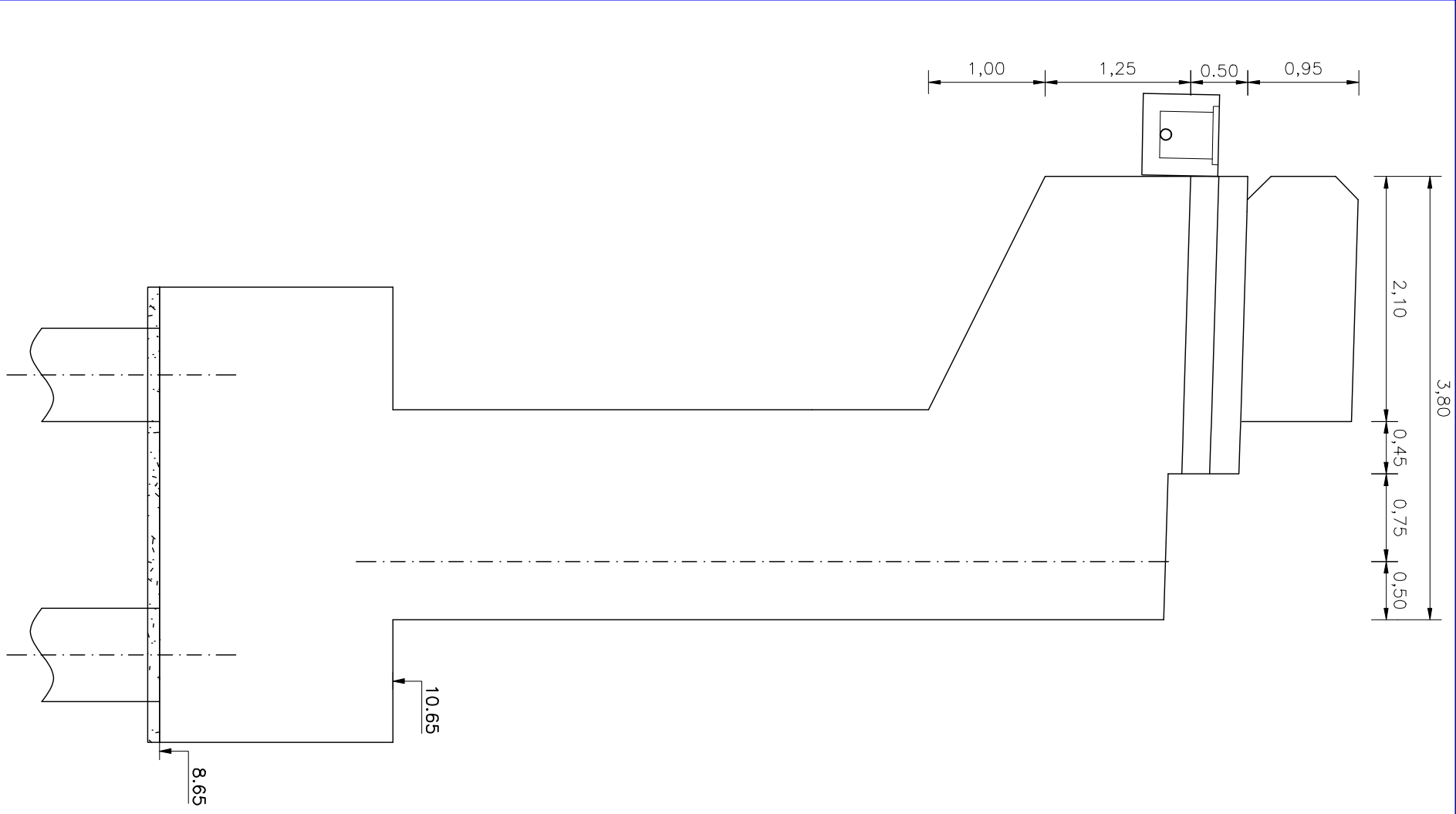
Projectado
Desenhado
Verificado
Aprovado
Carlos Jorge
Carlos Jorge

Escala
1:500
1:100

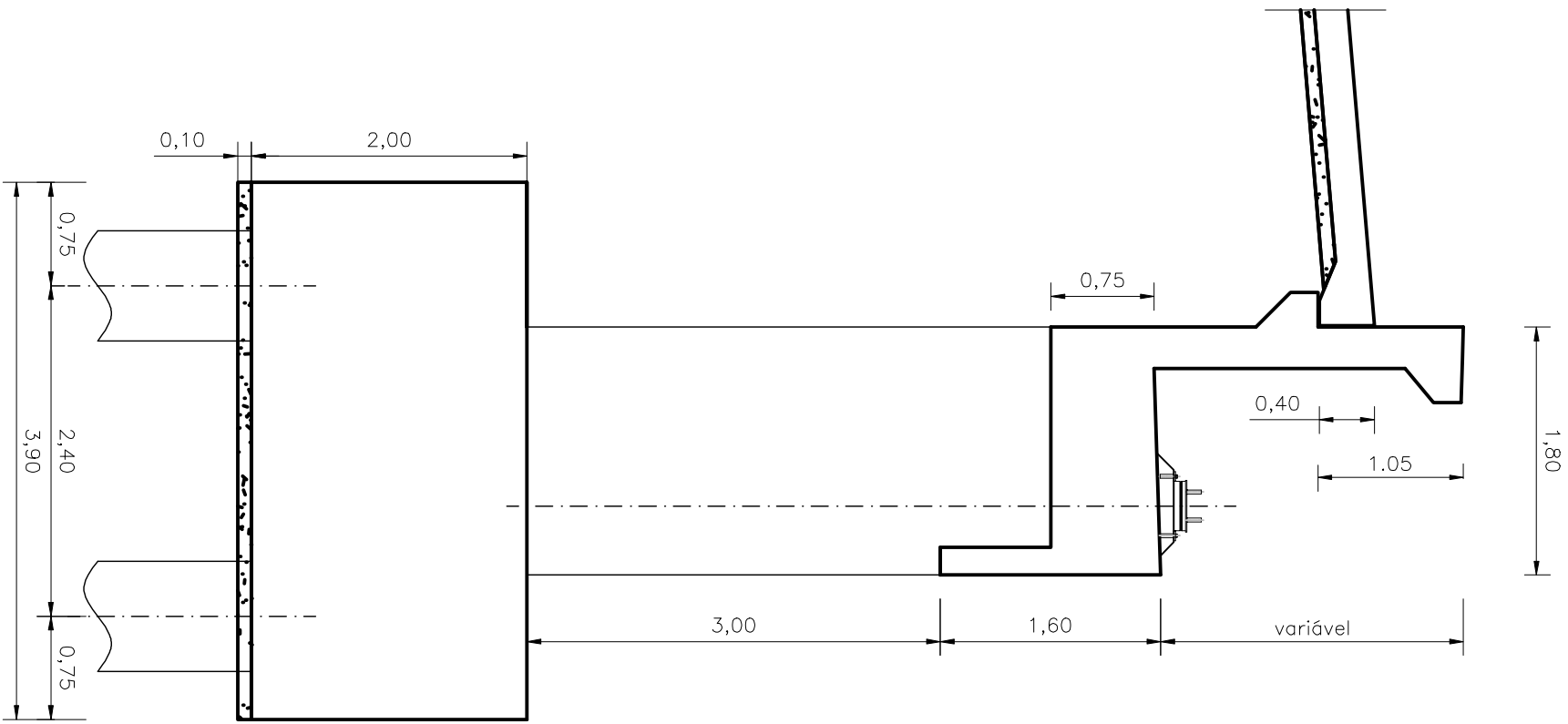
VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

PLANTA DE FUNDAÇÕES
CORTE LONGITUDINAL
CORTE TRANSVERSAL

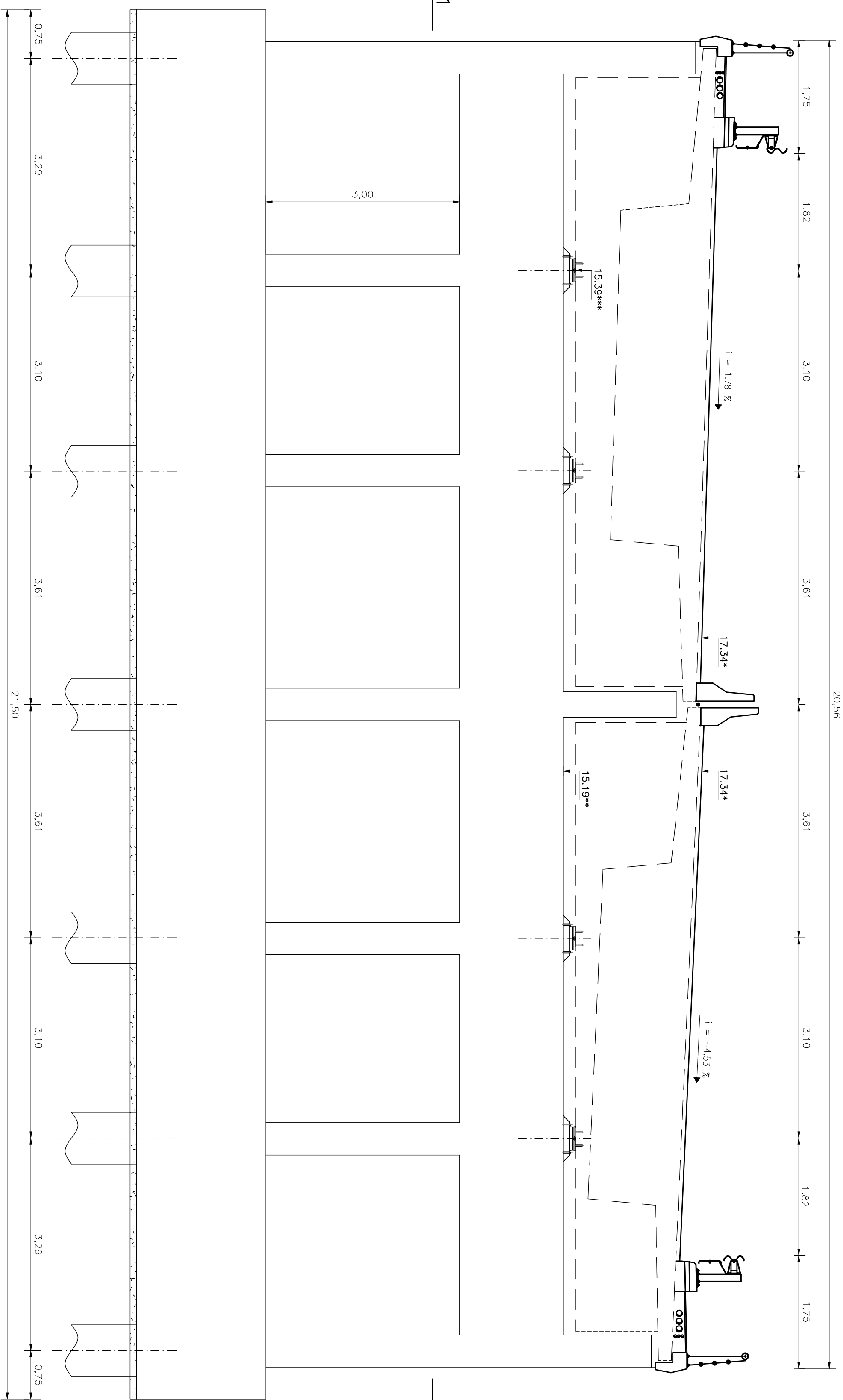
DES. N.º
4



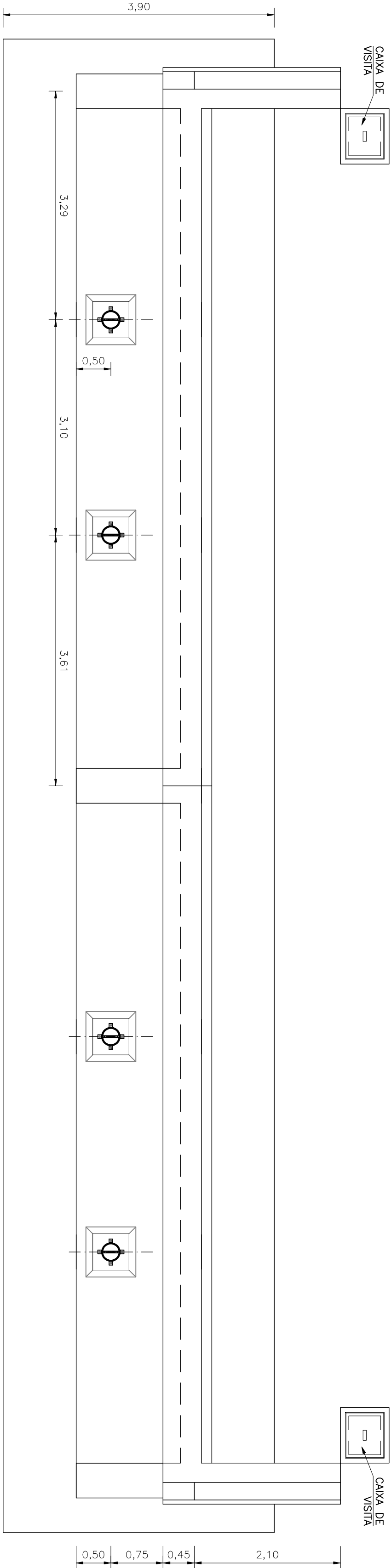
ALÇADO LATERAL DIREITO
A1=1:50/A3=1:100



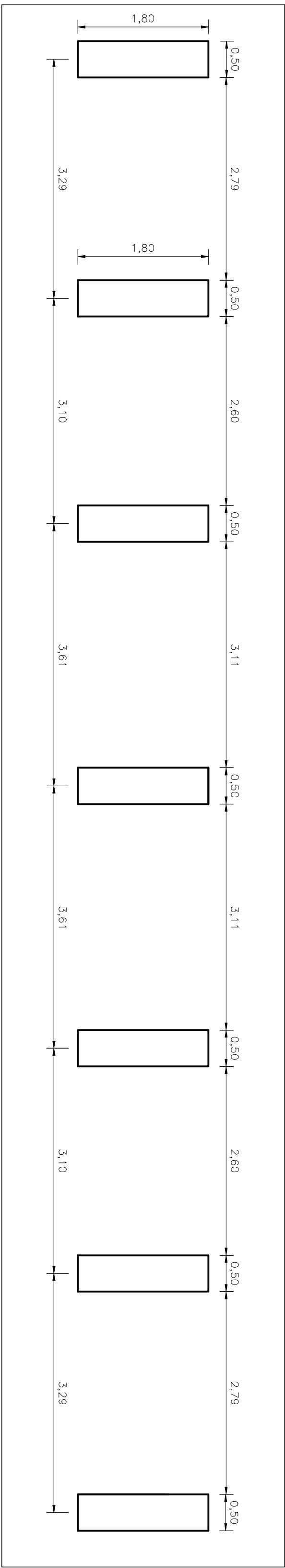
CORTE LONGITUDINAL
A1=1:50/A3=1:100



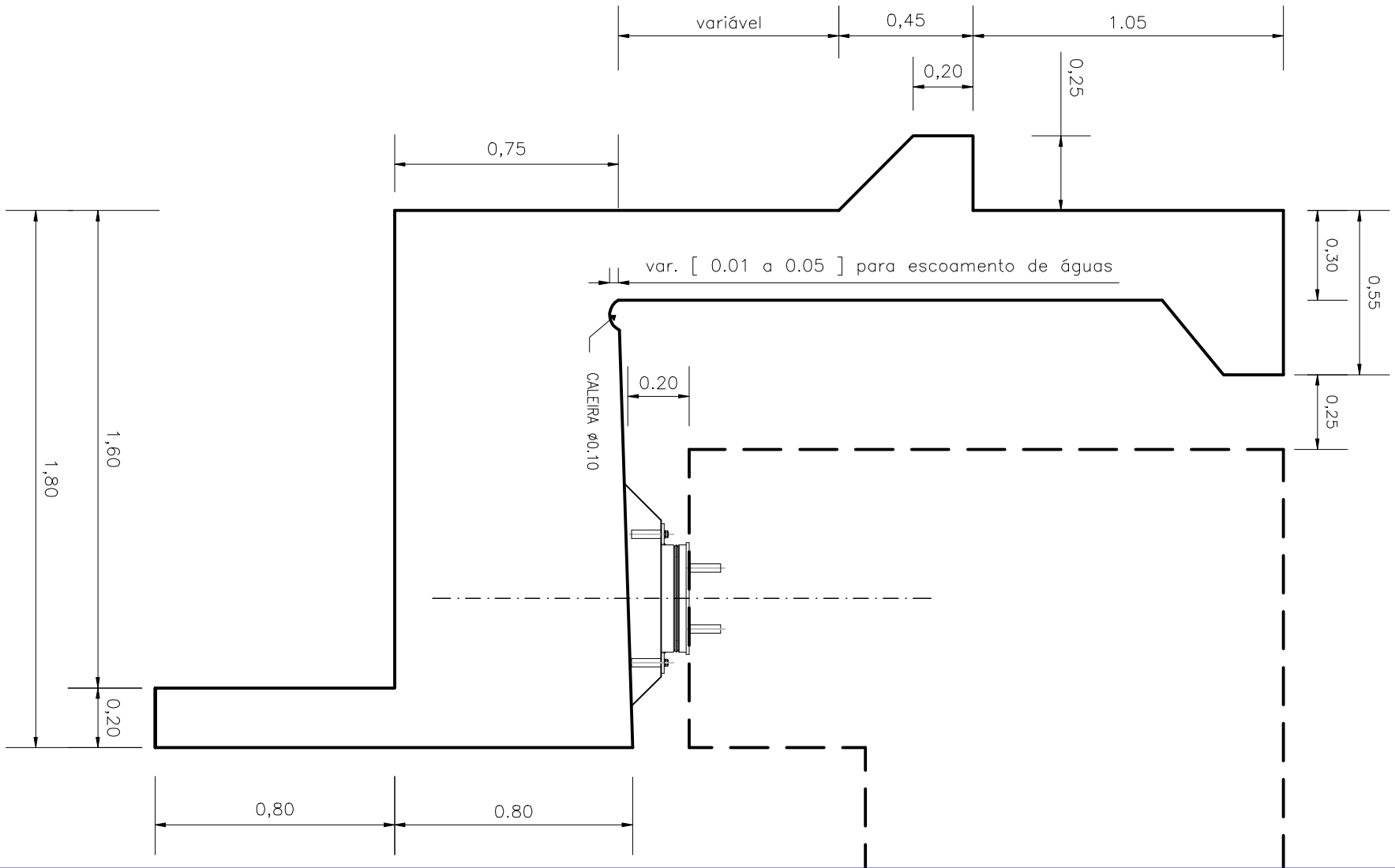
ALÇADO FRONTAL
A1=1:50/A3=1:100



PLANTA
A1=1:50/A3=1:100



CORTE 1.1 – PLANTA DE FUNDAÇÕES
A1=1:50/A3=1:100



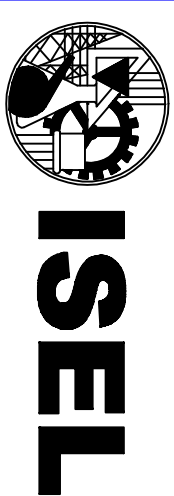
CORTE LONGITUDINAL (PORMENOR)
A1=1:20/A3=1:40

NOTAS:
(-) - COTA FINAL DO BETUMINOSO NO EIXO DAS GUÍAS INTERIORES
(*) - COTA DO NÍVEL DA VIA ESTRADA NO EIXO DE INSTALAÇÃO DO APOIOS
(**) - COTA FINAL DE INSTALAÇÃO DOS APOIOS

APARELHO DE APOIO TIPO "POT-BEARING" FIXO DA DIRECÇÃO TRANSVERSAL			
FORÇAS VERTICAIS	FORÇAS HORIZONTAIS	DESLOCAMENTO	DESLOCAMENTO
N máx.=2000 kN	F máx.=1200 kN	300 mm	250 mm

JUNTA DE DILATAÇÃO JUNTA COMERCIAL, ESTANQUE E COM AS SEGUINTE CARACTERÍSTICAS			
VÃO MÁXIMO	GAP INSTALAÇÃO	DESLOCAMENTO	DESLOCAMENTO
400 mm	250 mm	140 mm *	40 mm *

(*) A JUNTA PODER TER UM MOVIMENTO DE +/- 10mm SENDO INSTALADA COM UMA PRE-COMPRESSÃO DE 50mm



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

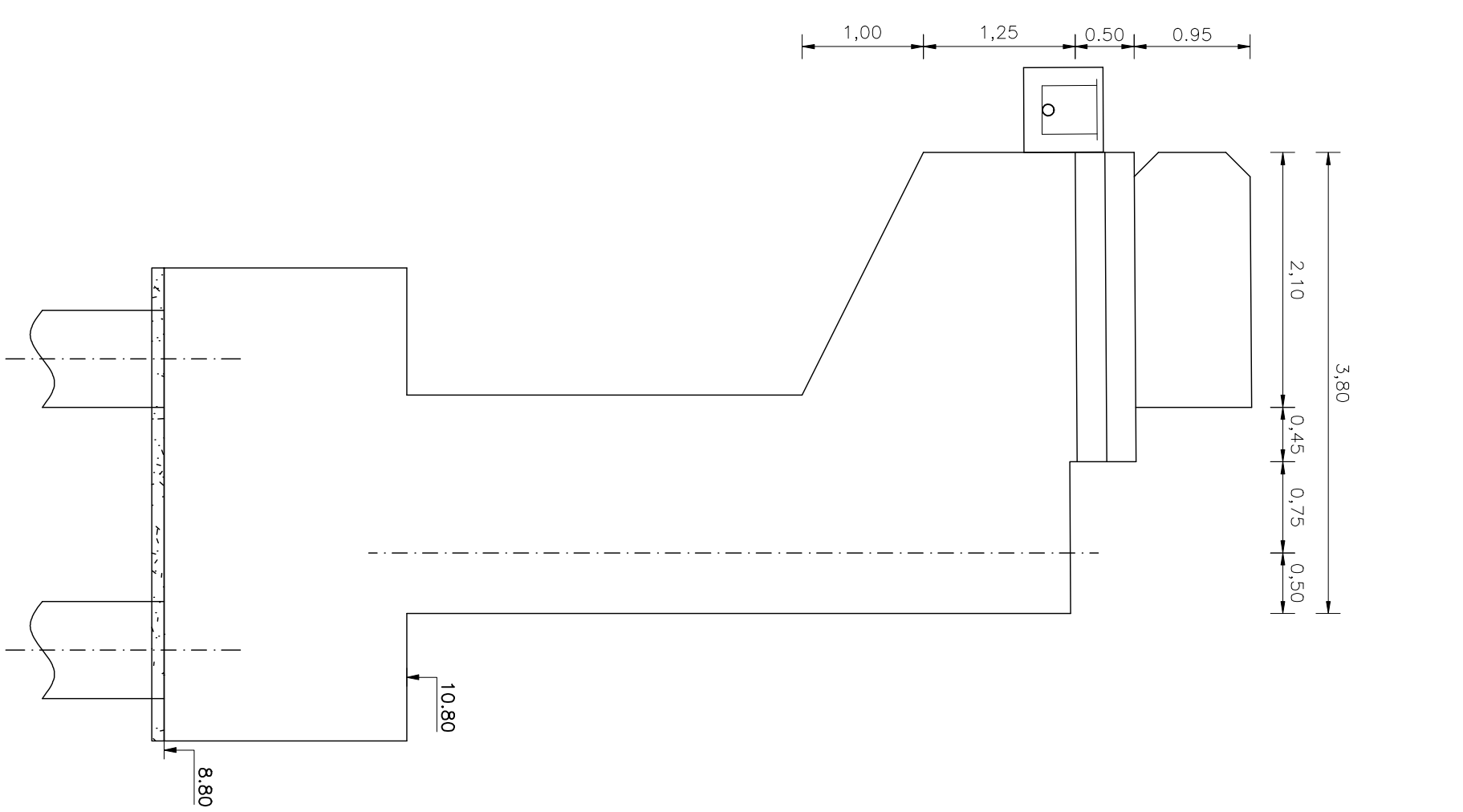
Projecto nº	CJ/TTM/A	Projectado	Verificado
Data	SETEMBRO 2011	Carlos Jorge	Carlos Jorge

Escala:
1:50
1:20

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

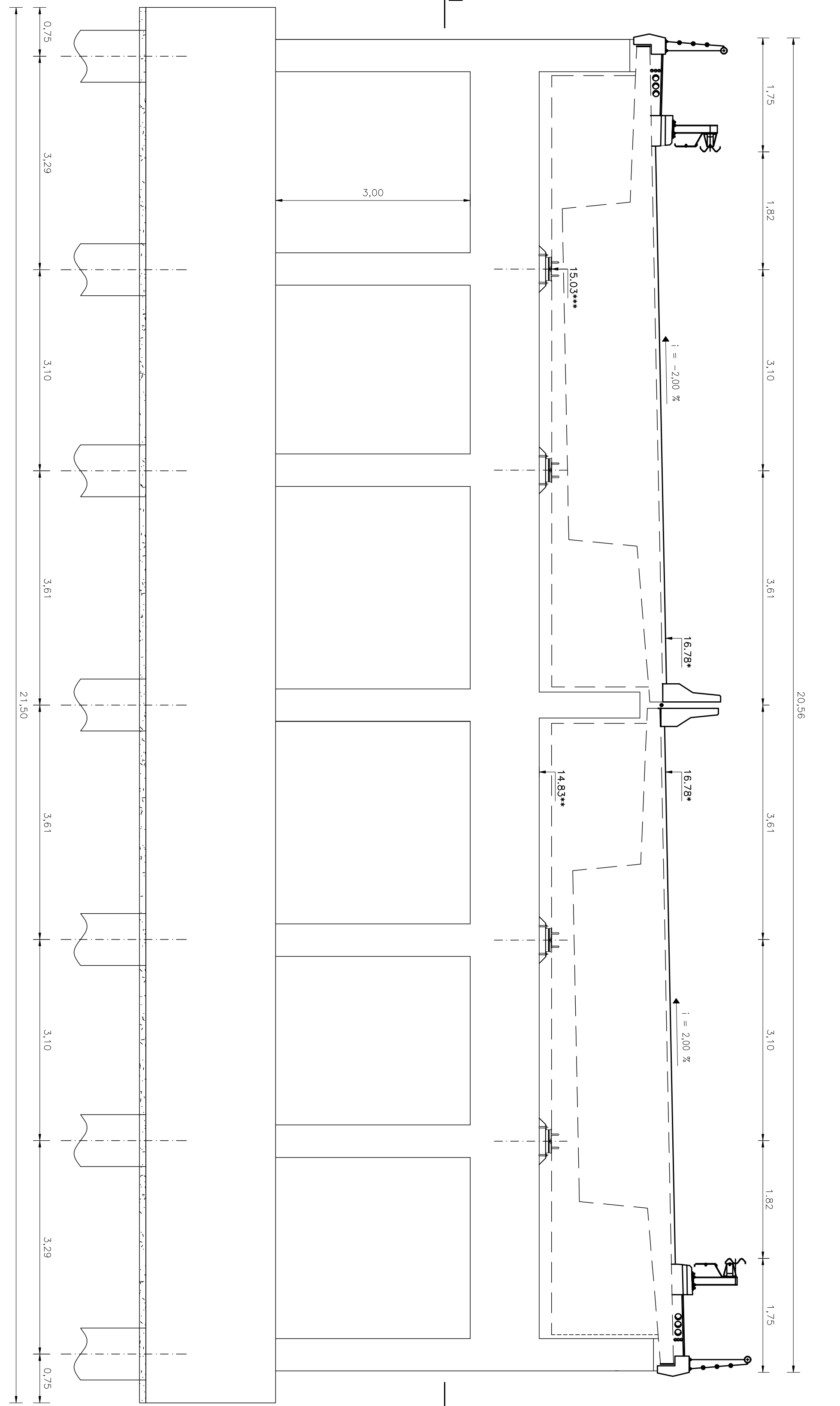
ENCANTRO 1
DIMENSIONAMENTO

D.S.: N.º
5



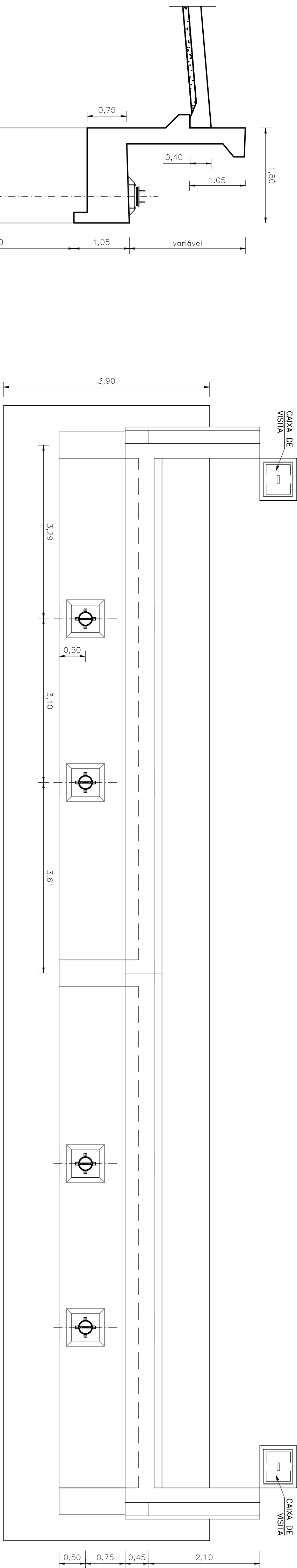
ALÇADO LATERAL DIREITO

Al=1:50/As=1:100



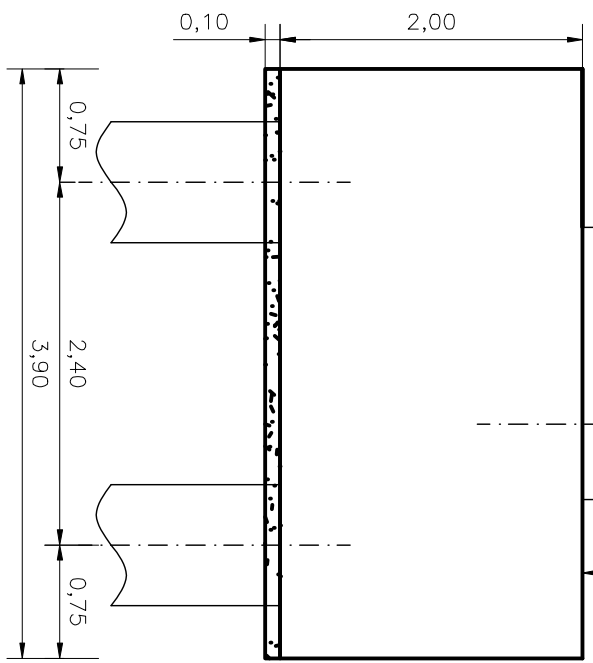
ALÇADO FRONTAL

Al=1:50/As=1:100



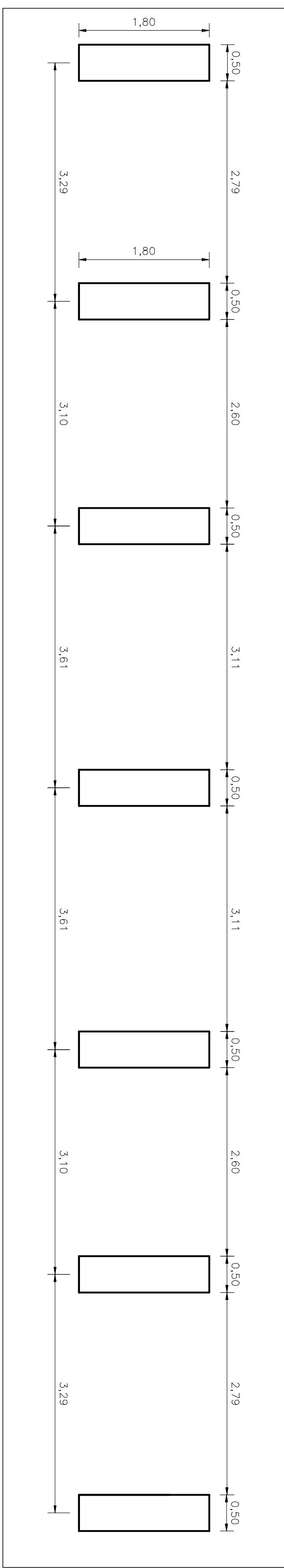
PLANTA

Al=1:50/As=1:100



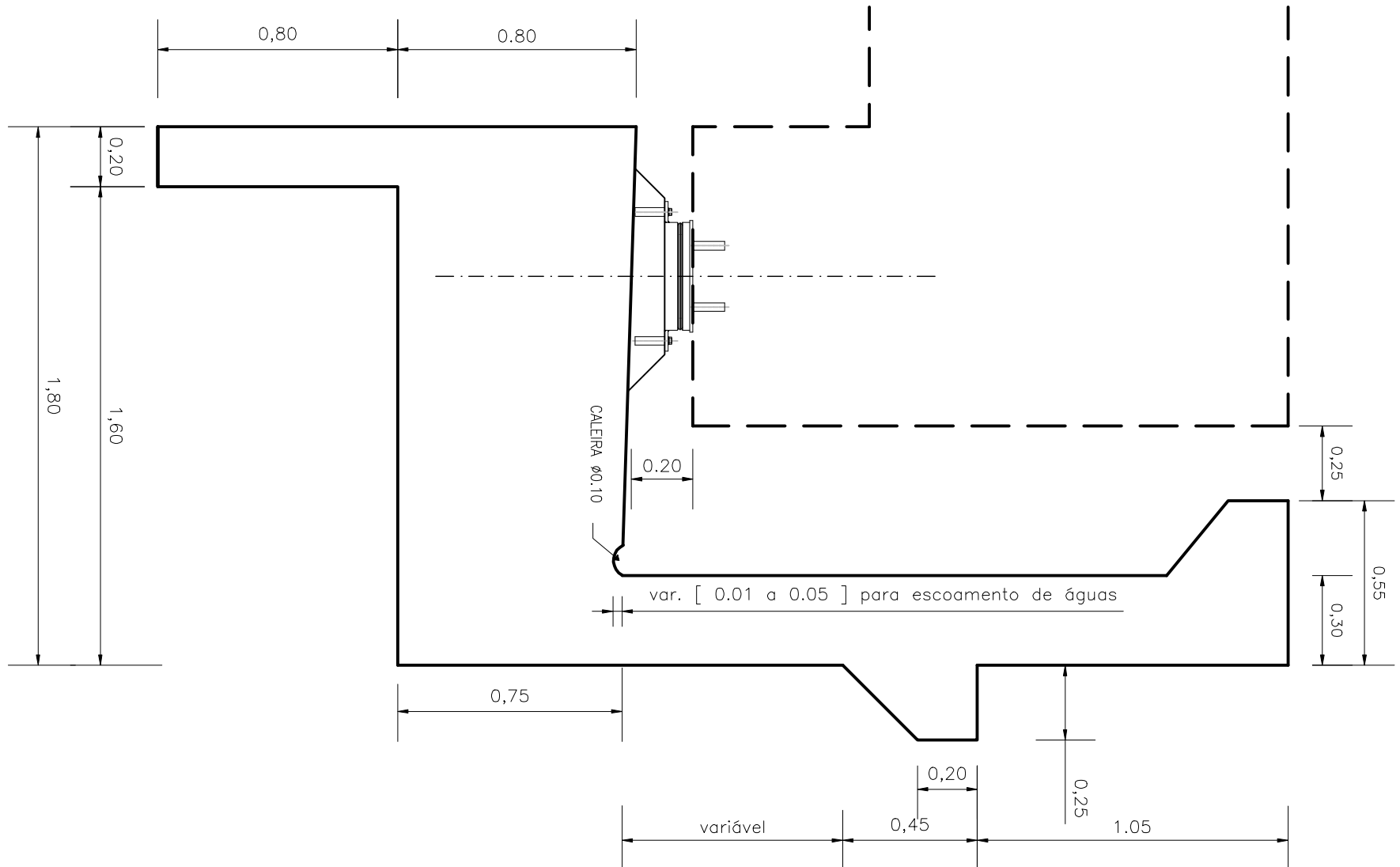
CORTE LONGITUDINAL

Al=1:50/As=1:100



CORTE 1.1 – PLANTA DE FUNDAÇÕES

Al=1:50/As=1:100



CORTE LONGITUDINAL (PORMENOR)

Al=1:20/As=1:40

NOTAS:

(*) – COTA FINAL DO BETUNHO NO EIXO DAS GUÍAS INTERIORES

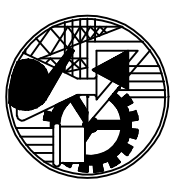
(**) – COTA DO NÍVEL DA VIA ESTRIBO NO EIXO DE INSTALAÇÃO DO APAR

(**) – COTA FINAL DE INSTALAÇÃO DOS APAROS

APARELHO DE APOIO TIPO "POT-BEARING"			
FIXO DA DIRECÇÃO TRANSVERSAL			
FORÇAS VERTICAIS	FORÇAS HORIZONTAIS	DESLOCAMENTO	DESLOCAMENTO
N máx.=2000 kN	F trans=1200 kN	300 mm	250 mm

JUNTA DE DILATAÇÃO			
JUNTA COMERCIAL, ESTANQUE E COM AS SEGUINTES CARACTERÍSTICAS			
VÃO MÁXIMO	GAP INSTALAÇÃO	DESLOCAMENTO	DESLOCAMENTO
400 mm	250 mm	140 mm *	40 mm *

(*) A JUNTA PODERÁ TER UM MOVIMENTO DE +/- 100mm SENDO INSTALADA COM UMA PRE-COMPRESSÃO DE 50mm



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

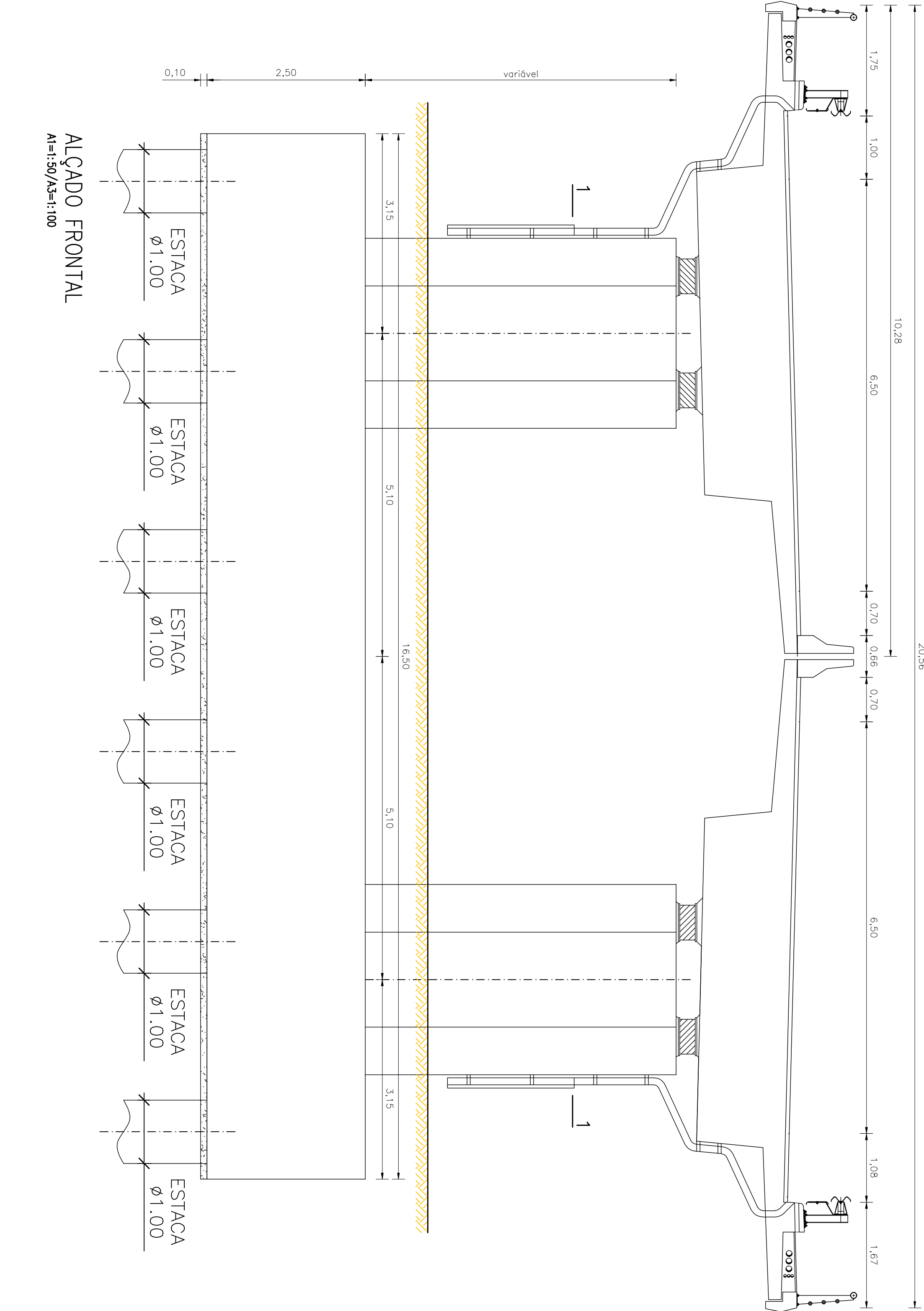
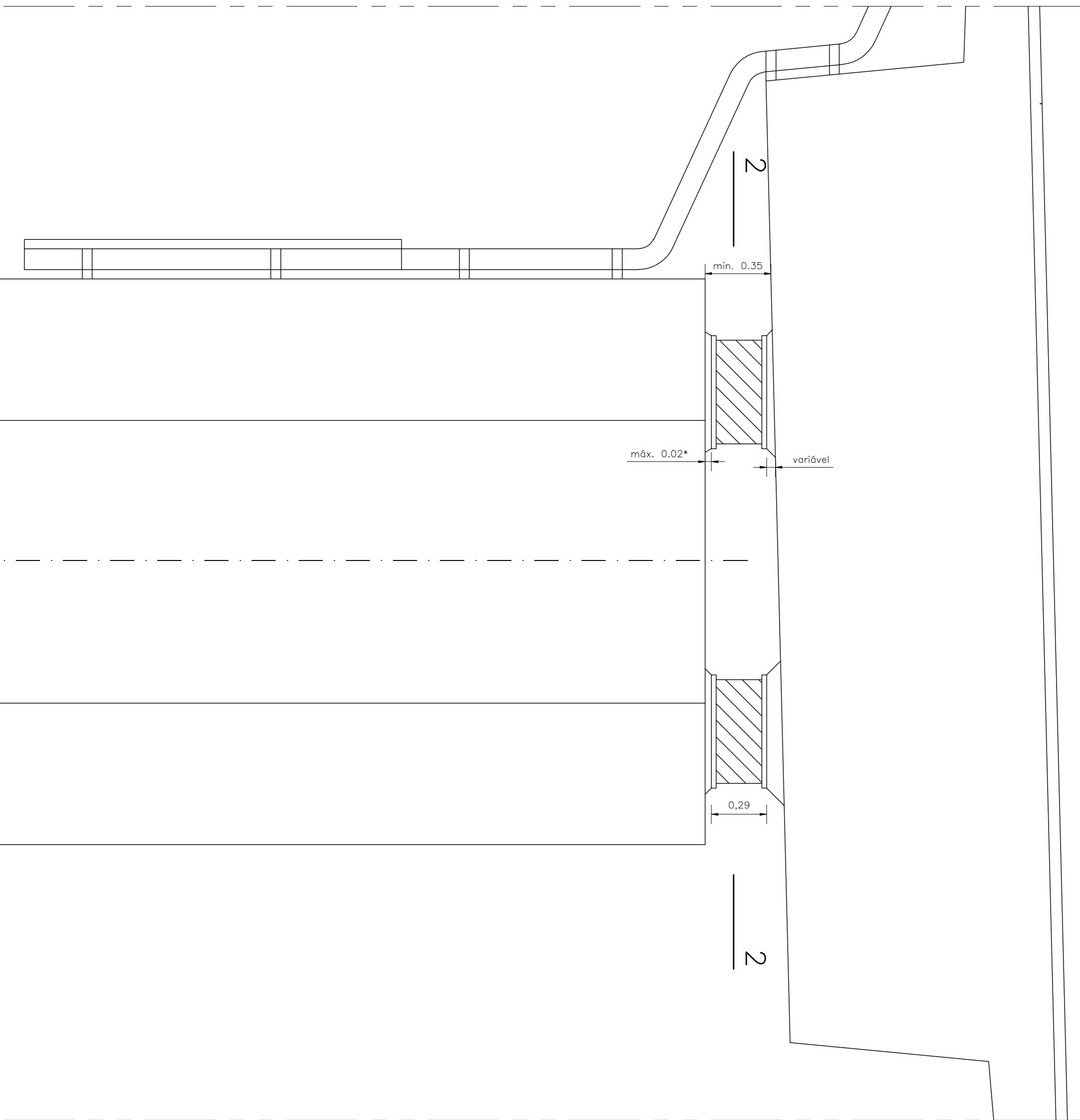
Projecto m
CJ/TTM/A
Data
SETEMBRO 2011
Desenhado
Carlos Jorge

Verificado
Aprova
Escalas
1:50
1:20

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

ENCONTRO 2
DIMENSIONAMENTO

DTS: N.º
6



ALÇADO PRINCIPAL (PORMENOR)

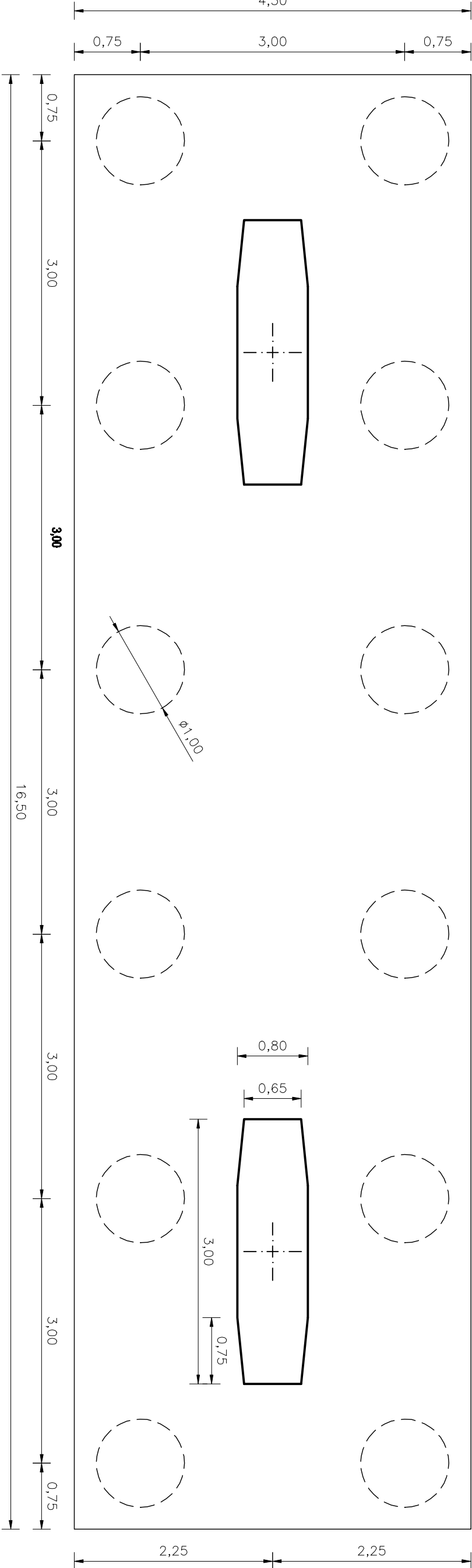
AI=1:20/AS=1:40

CORTE 2-2 (PORMENOR APOIOS)

AI=1:20/AS=1:40

APARELHOS DE APOIO TIPO "HIGH DAMPING RUBBER BEARING" HDH Ø550/H293 DA ALGA					
DESIG. MÁXIMO	FORÇAS VERTICAIS	RIGIDEZ	AMORT.		
V. máx.	V. sísmo	Kr	Kv	G	ξ
290 mm	8200 kN	4200 kN	2,3 kN/mm	2211 kN/mm	1,4 MPa/10%

NOTA:
(*) OS PLINTOS DOS APARELHOS DE APOIO DOS PILARES SERVEM APENAS PARA NIVELAMENTO, NÃO SENDO POR ISSO ARMADOS, PELO QUE NÃO DEVEM EXCEDER 2cm DE ALTURA E DEVEM SER EXECUTADOS COM ARGAMASSAS AUTONIVELANTES NÃO RETRÁCTEIS TIPO "GROUT".



CORTE 1.1 – PLANTA DE FUNDAÇÕES

AI=1:50/AS=1:100

COTAS DOS PILARES			
COORDENADAS	KM	Zrosante	Zpilor
P1Dir	0+177.960	16.772	14.882
P1Esq			14.792
P2Dir	0+208.960	16.579	14.629
P2Esq			14.629
P3Dir	0+239.960	16.784	14.834
P3Esq			14.834
P4Dir	0+270.960	16.899	15.049
P4Esq			15.049

COTAS DOS PILARES			
COORDENADAS	KM	Zrosante	Zpilor
P5Dir	0+301.960	17.117	15.257
P5Esq			15.177
P6Dir	0+332.960	17.074	15.314
P6Esq			15.154
P7Dir	0+363.960	16.901	15.141
P7Esq			14.981



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projecto nº
CJ/TM/A
Data
SETEMBRO 2011

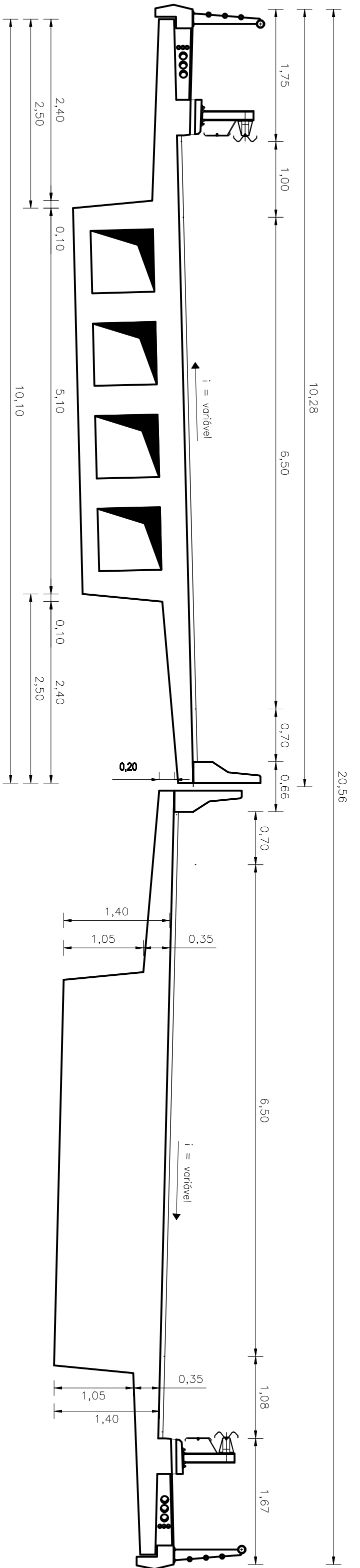
Projectado
Desenhado
Carlos Jorge
Carlos Jorge

Verificado
Aprovado
Escalas
1:50
1:20

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

PILARES
DIMENSIONAMENTO

DES. Nº
7

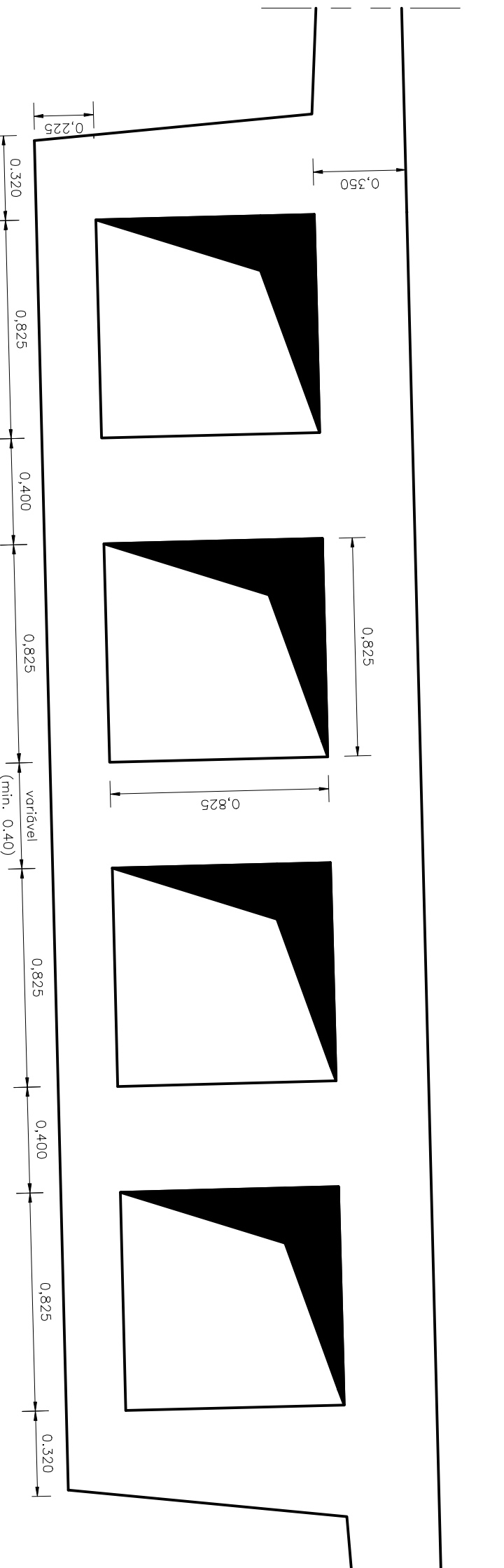


CORTE TRANSVERSAL (SECÇÃO ALGEIRADA)

At=1:50/As=1:100

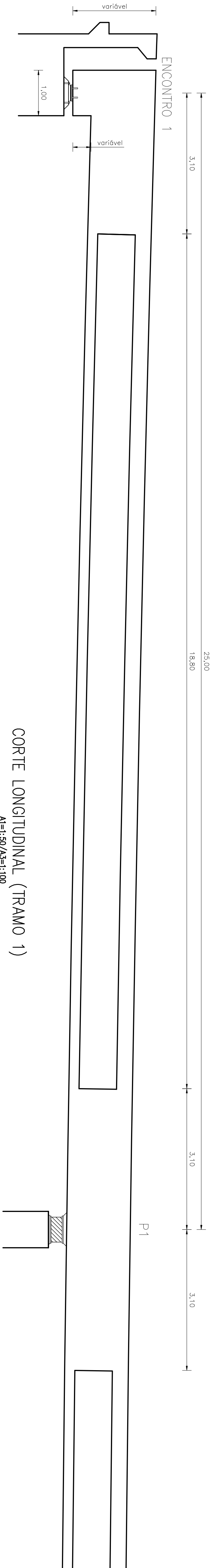
CORTE TRANSVERSAL (SECÇÃO MACIÇA)

At=1:50/As=1:100



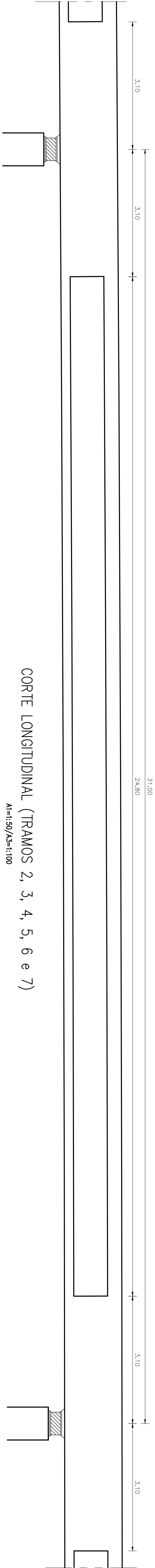
CORTE TRANSVERSAL (PORMENOR SECÇÃO ALGEIRADA)

At=1:20/As=1:40



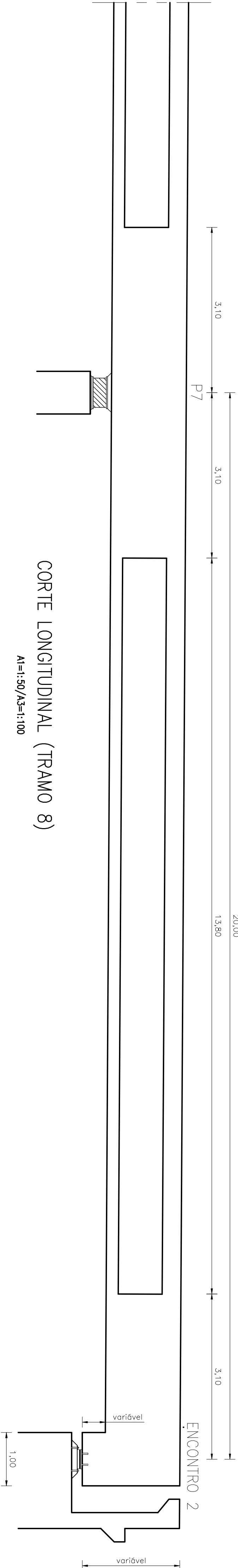
CORTE LONGITUDINAL (TRAMO 1)

At=1:50/As=1:100



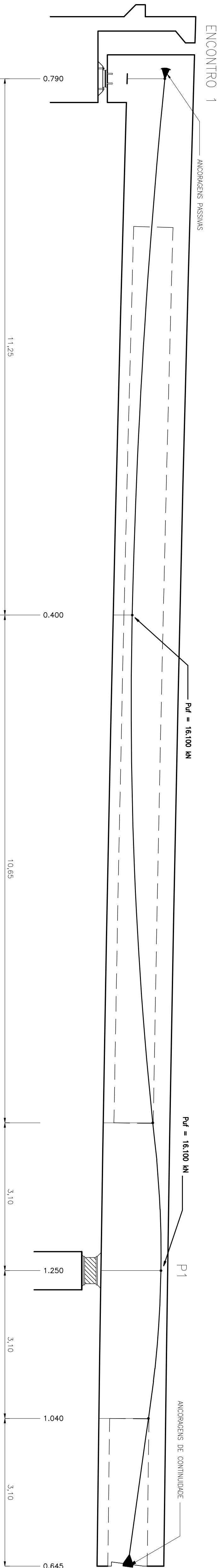
CORTE LONGITUDINAL (TRAMOS 2, 3, 4, 5, 6 e 7)

At=1:50/As=1:100



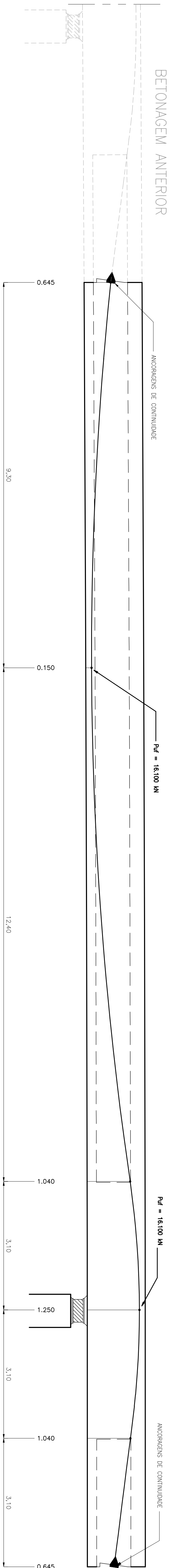
CORTE LONGITUDINAL (TRAMO 8)

At=1:50/As=1:100



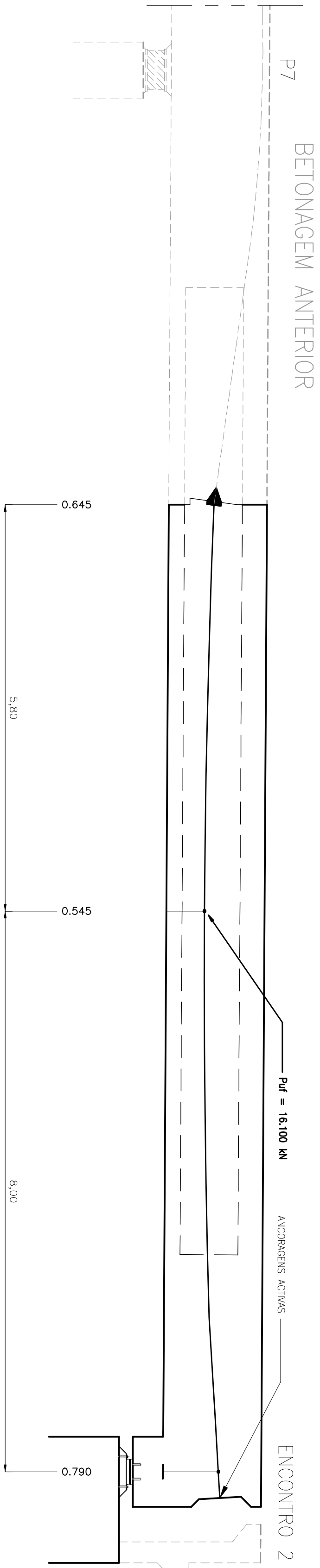
CORTE LONGITUDINAL (TRAMO 1)

Al=1:50/As=1:100

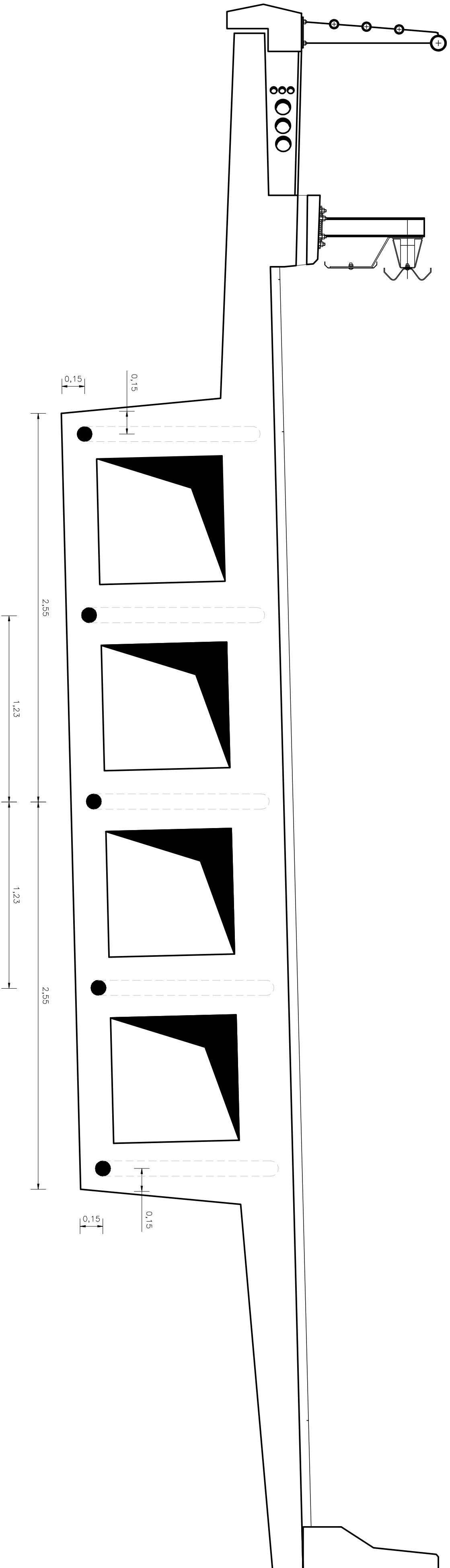


CORTE LONGITUDINAL (TRAMOS 2, 3, 4, 5, 6 e 7)

Al=1:50/As=1:100

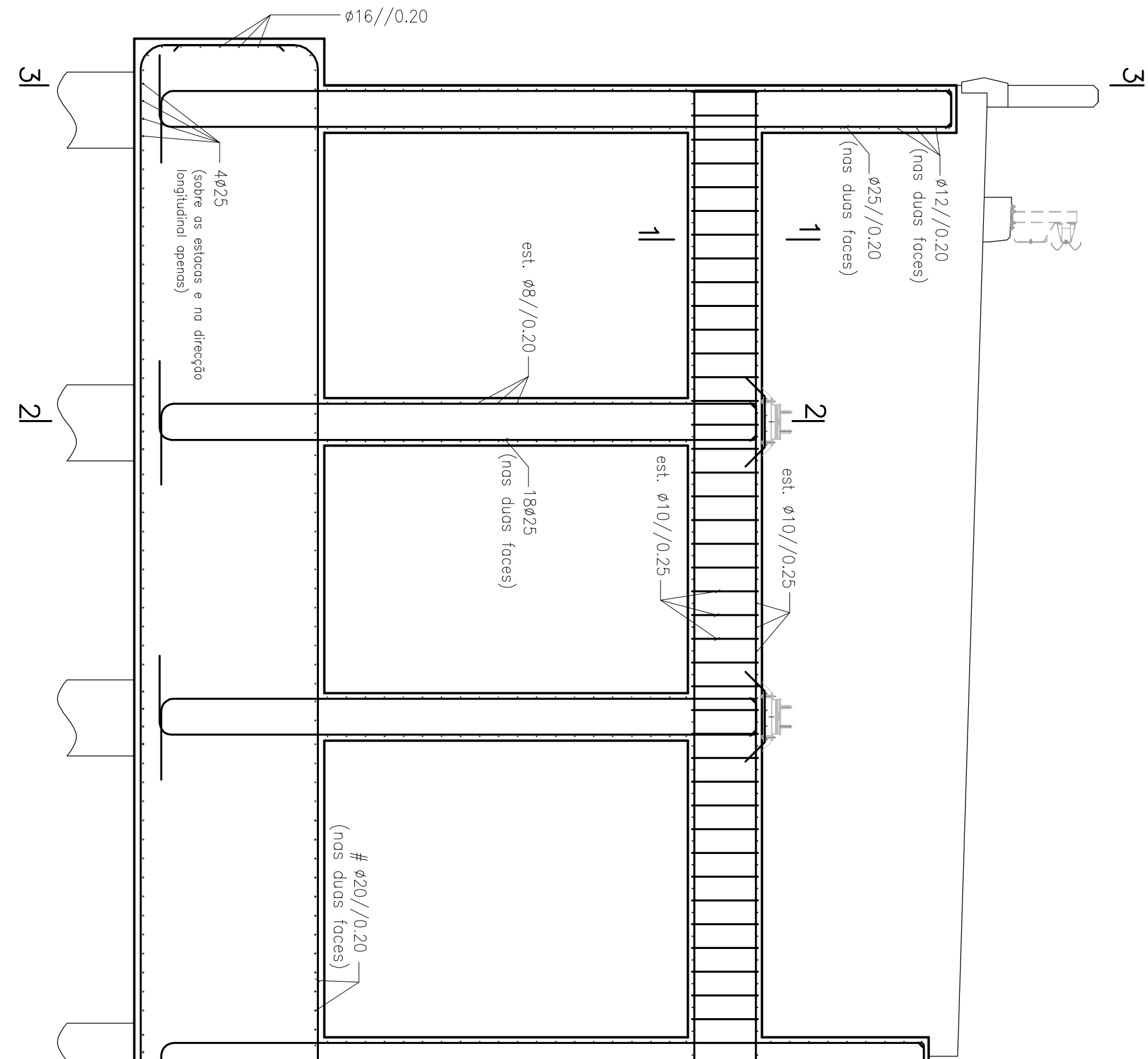


CORTE LONGITUDINAL (TRAMO 8)

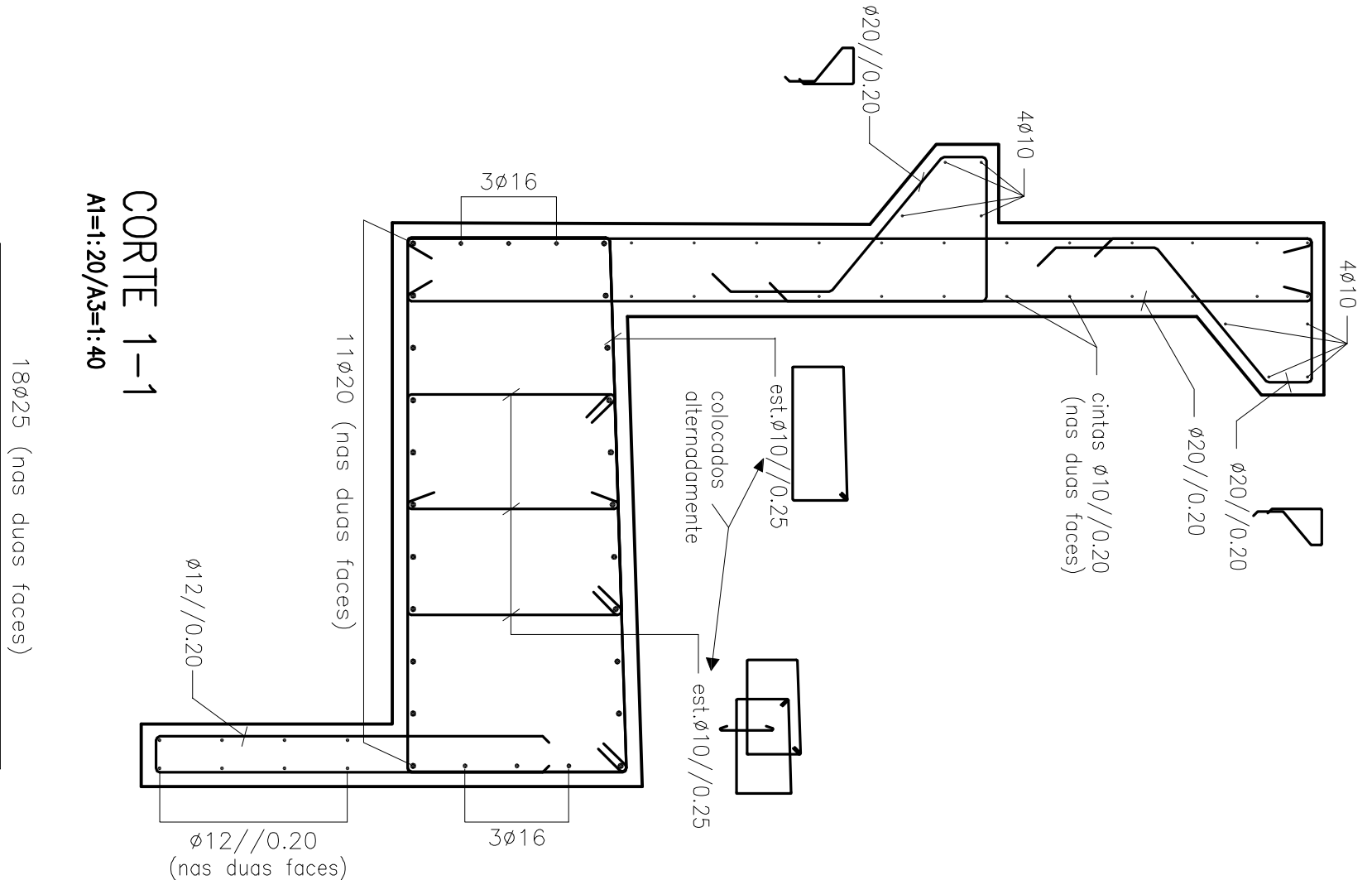


CORTE TRANSVERSAL (PORMENOR SECÇÃO ALGEIRADA)

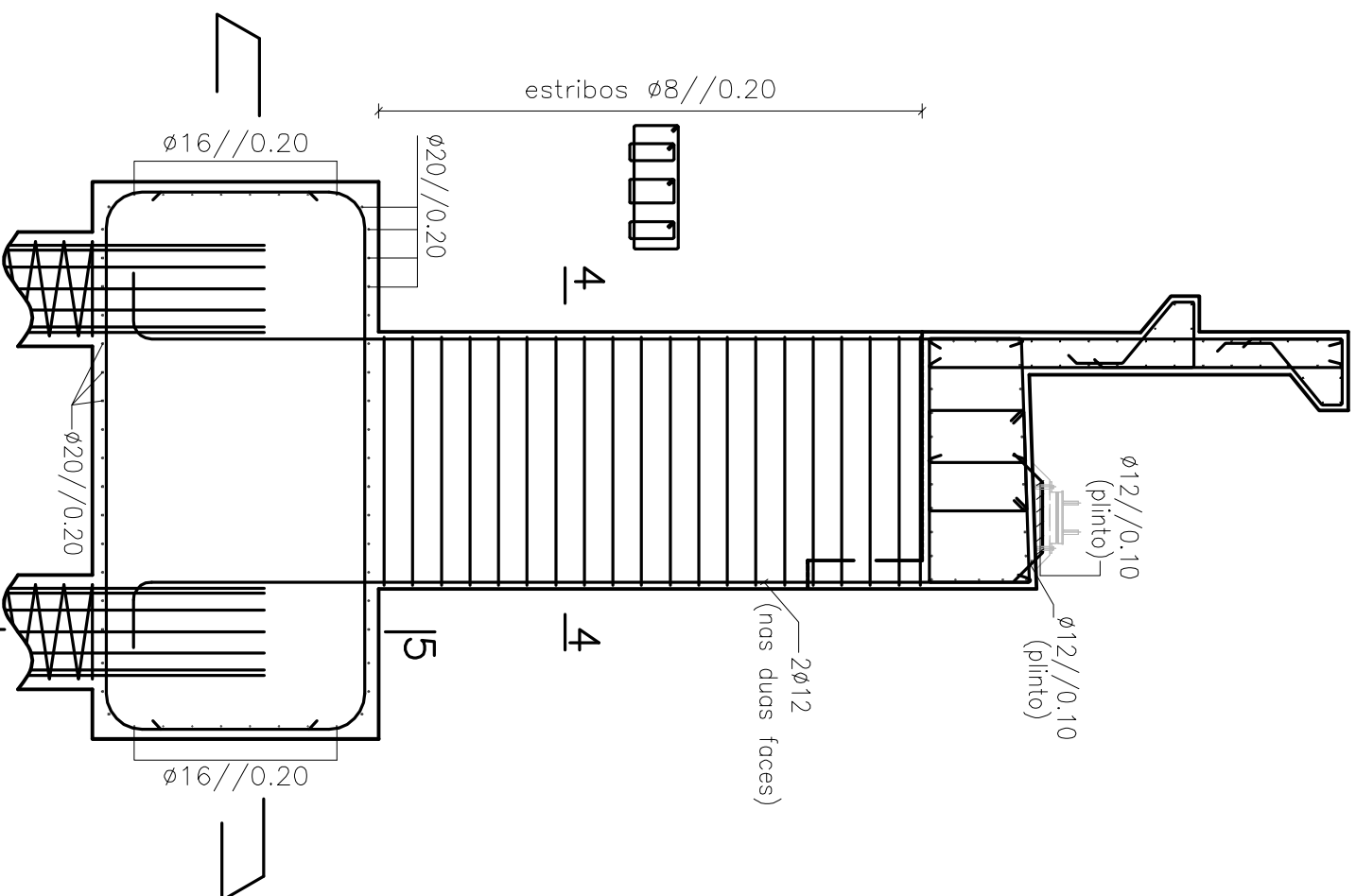
Al=1:20/As=1:40



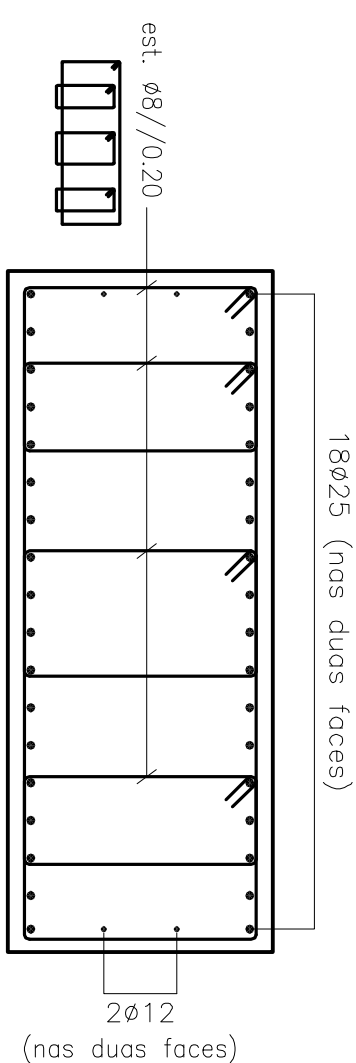
ALÇADO FRONTAL
A1=1:50/A3=1:100



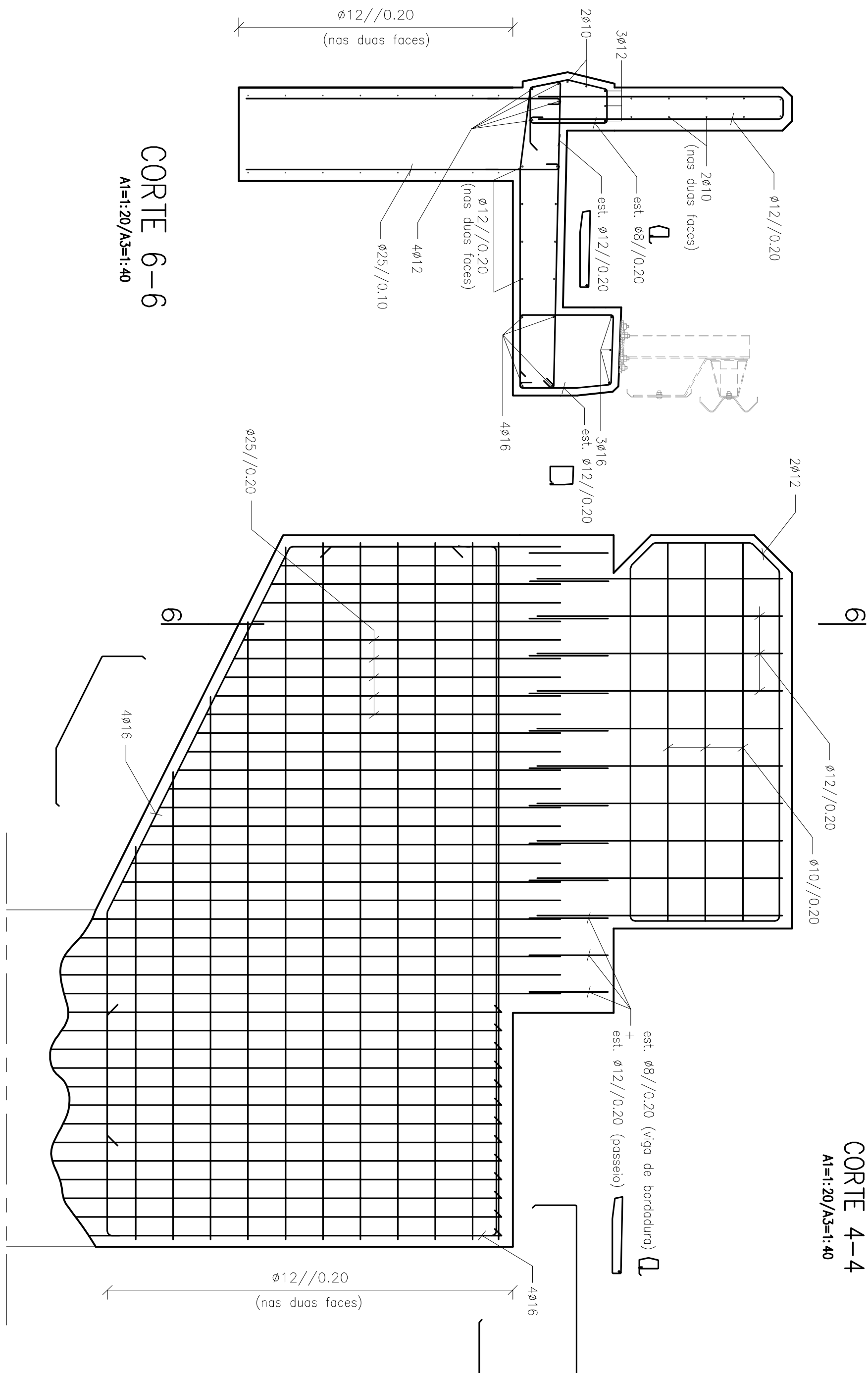
CORTE 1-1
A1=1:20/A3=1:40



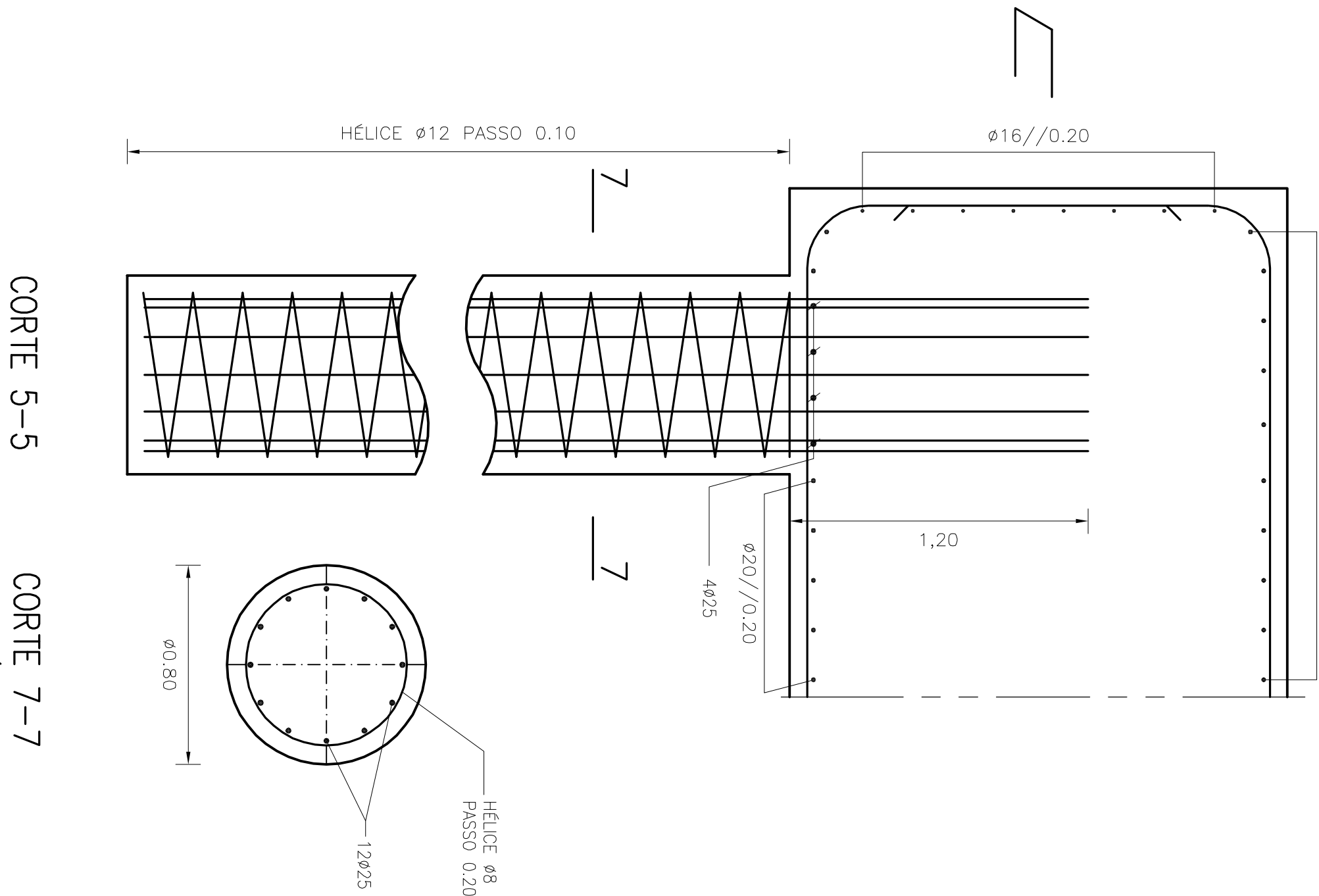
CORTE 2-2
A1=1:50/A3=1:100



CORTE 4-4
A1=1:20/A3=1:40

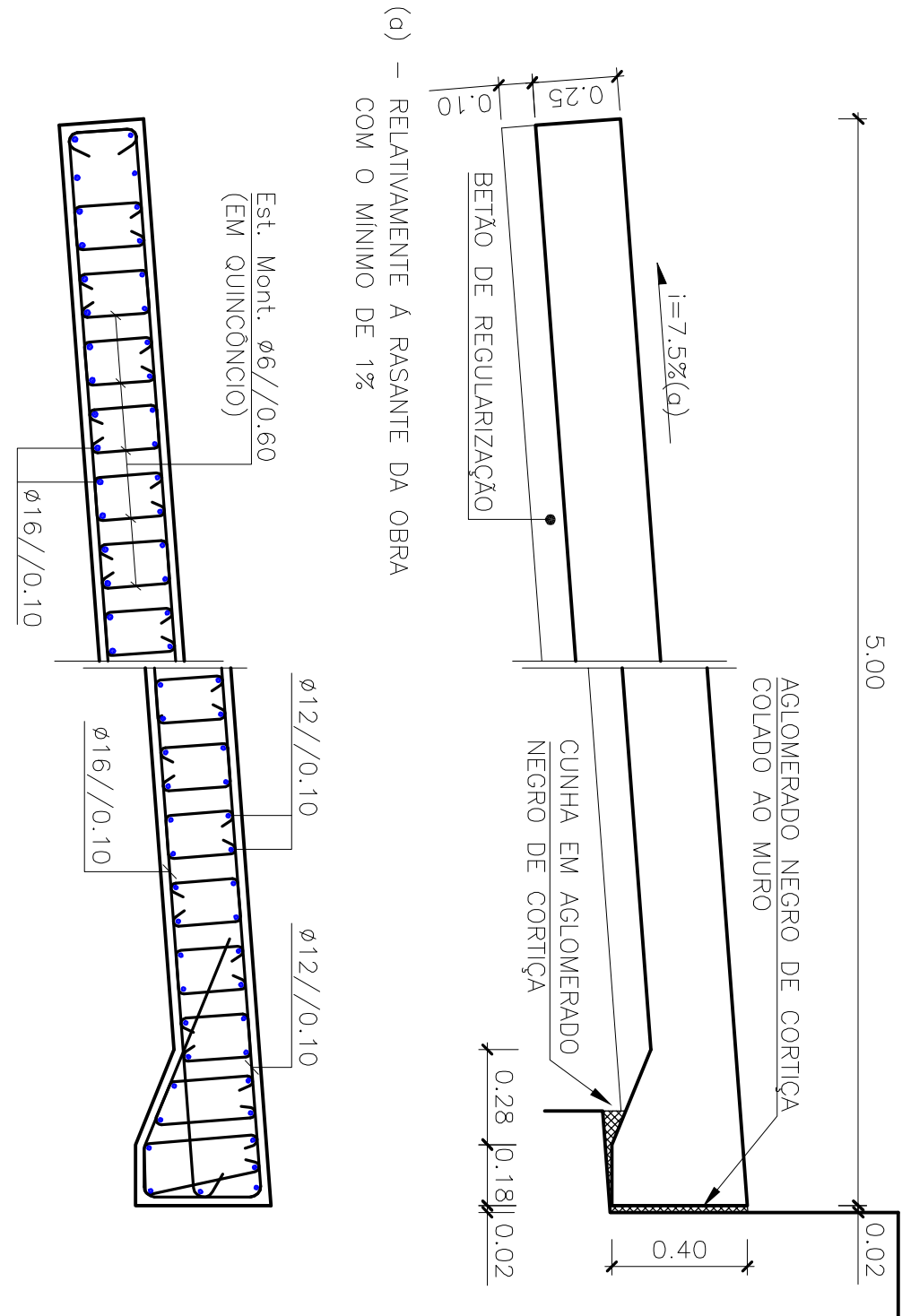


CORTE 6-6
A1=1:20/A3=1:40



CORTE 5-5
A1=1:20/A3=1:40

CORTE 7-7
A1=1:20/A3=1:40



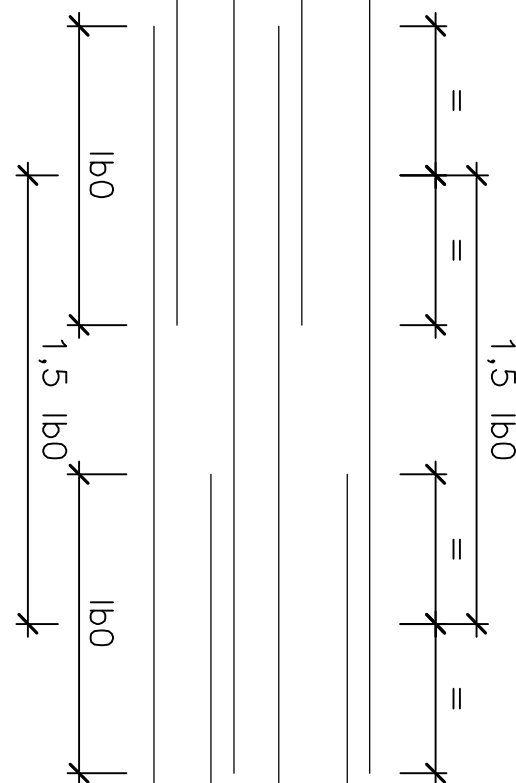
LAJE DE TRANSIÇÃO
A1=1:20/A3=1:50

AMARRAÇÕES

SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MÍNIMOS DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:
BETÃO DA CLASSE C30/37=35x DIÁMETRO
BETÃO DA CLASSE C35/45=30x DIÁMETRO

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

	BOA ADERÊNCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C 25/30	1b0	75ø
C 30/37	1b0	65ø
C 35/45	1b0	55ø
		85ø



MATERIAIS:

BETÃO:

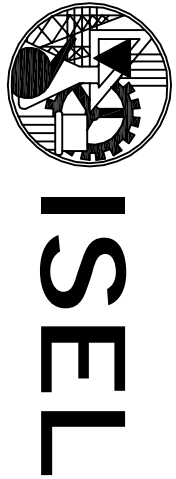
TABULEIRO	C35/45
ENCONTROS E PILARES	C30/37
MACIÇOS DE FUNDAÇÃO	C30/37
ESTACAS	C30/37
REGULARIZAÇÃO	C16/20

ÁÇO:

EM ARMADURAS PASSIVAS	A500NR
EM ARMADURAS ACTIVAS	Y1860S7

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS:

ESTACAS	7cm
PILARES E SUPERFÍCIES DE ENCONTROS	5cm
RESTANTES SUPERFÍCIES	4cm



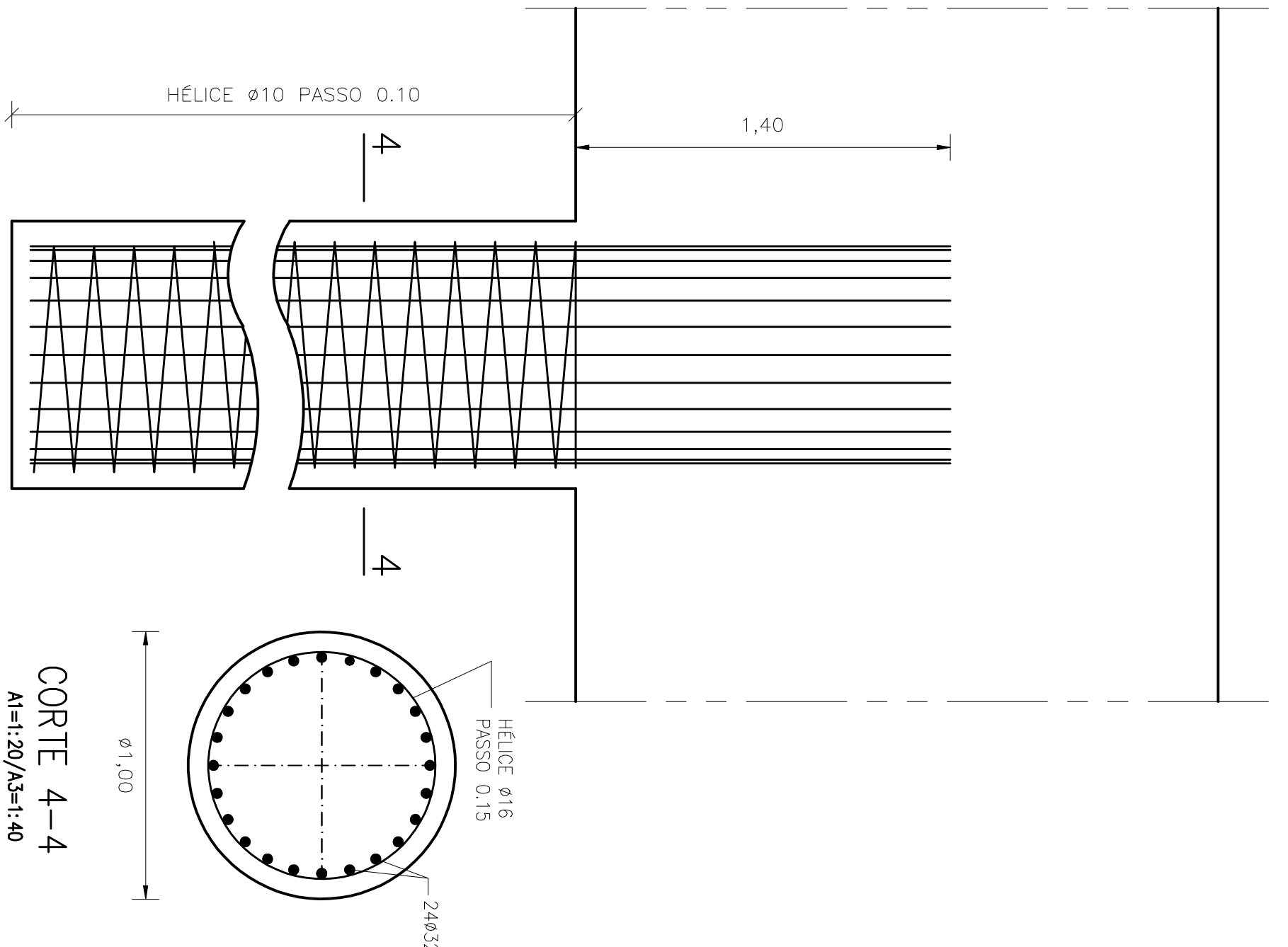
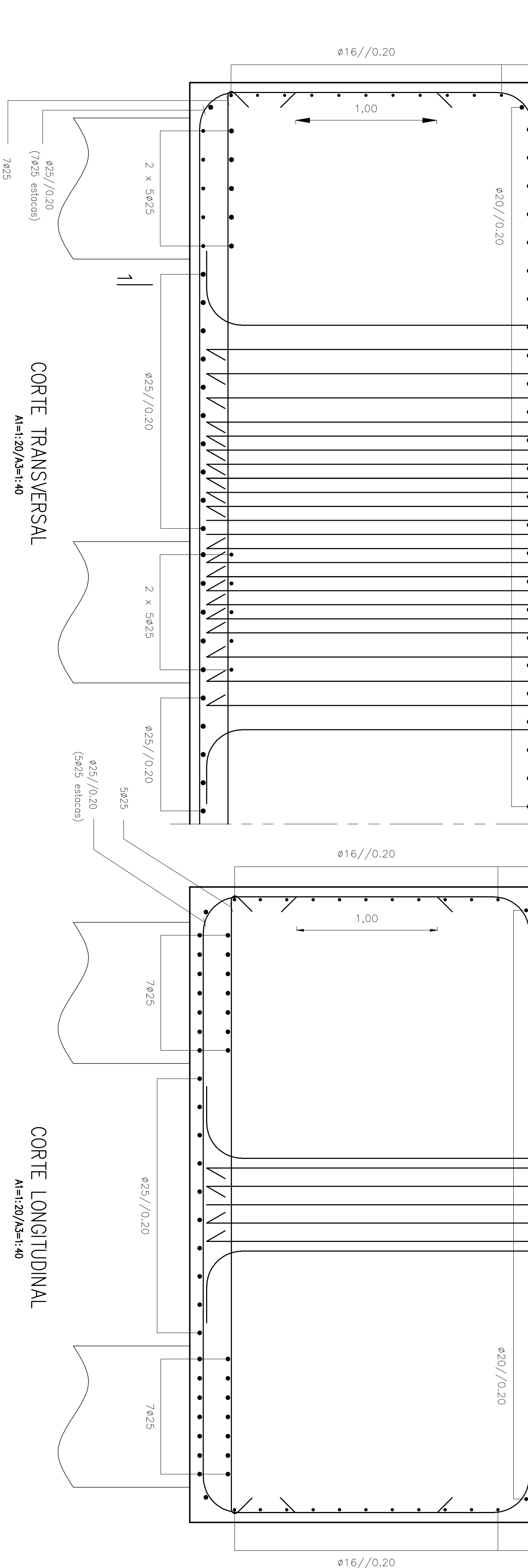
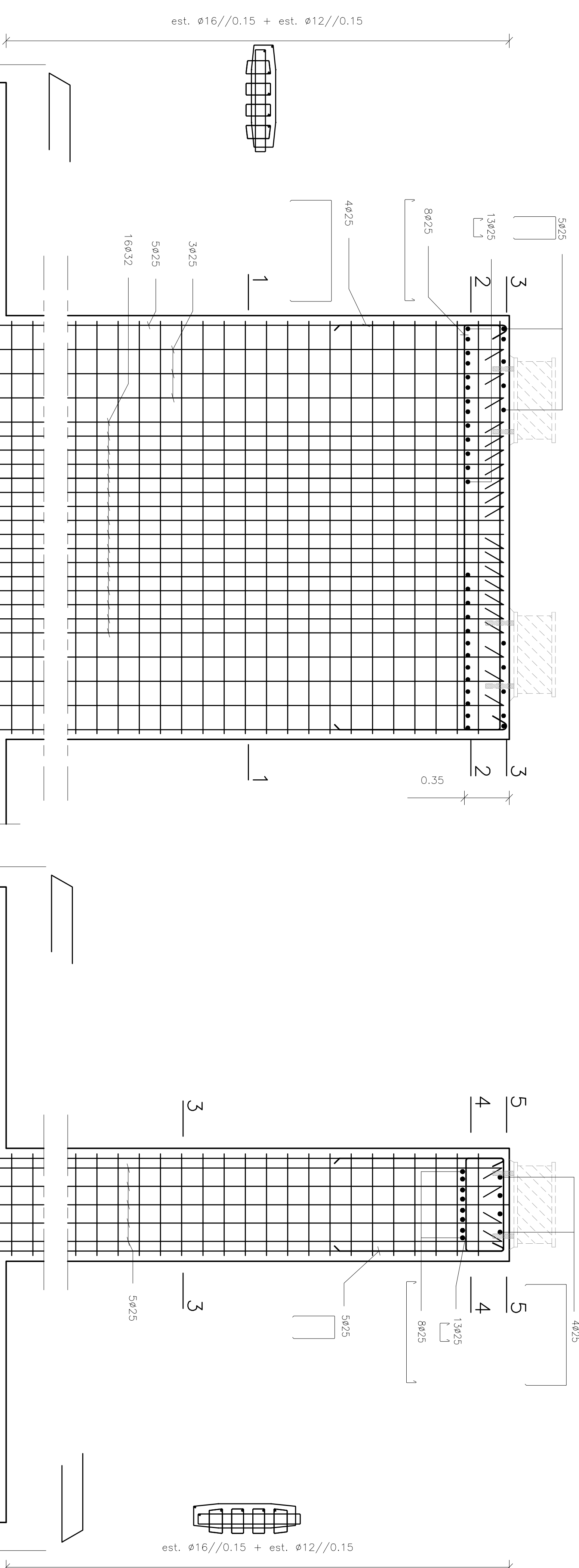
INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projeto nº	CJ/TFM/A	Projeto	Carlos Jorge	Verificou	
Data	SETEMBRO 2011	Desenhou	Carlos Jorge	Aprovou	

Escala	1:50 1:20	VIA DE CINTURA INTERNA VIADUTO Nº1 (PROJECTO DE EXECUÇÃO)
--------	--------------	---

ENCONTROS
ARMADURAS

DES. Nº
10



CORTE ESTACA
A1=1:20/A3=1:40

AMARRAÇÕES

—SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MÍNIMOS DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

BEIÃO DA CLASSE C30/37=35x DIÂMETRO

BEIÃO DA CLASSE C35/49=30x DIÂMETRO

MATERIAIS:

BEIÃO:

TABULEIRO C35/45

ENCONTROS E PILARES C30/37

MACIÇOS DE FUNDAÇÃO C30/37

ESTACAS C30/37

REGULARIZAÇÃO C16/20

AÇO:

EM ARMADURAS PASSIVAS A500NR

EM ARMADURAS ACTIVAS Y1860S7

RECUBRIMENTO DE ARMADURAS:

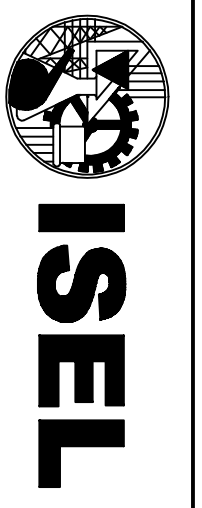
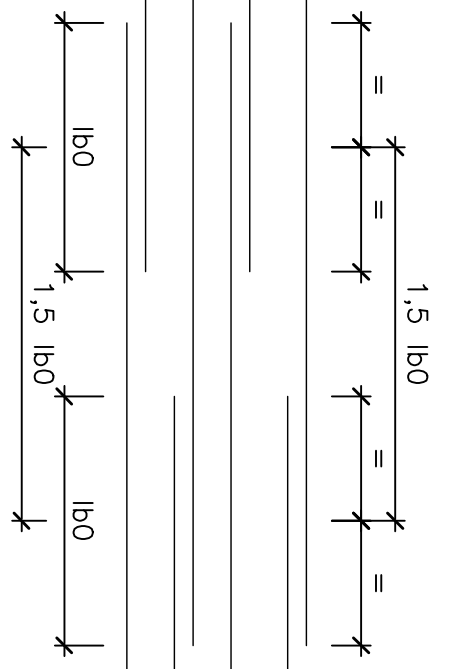
ESTACAS 7cm

PILARES E SUPERFÍCIES DE ENCONTROS 5cm

DE TERRA 4cm

RESTANTES SUPERFÍCIES

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO		
BOA ADERÊNCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA	
C 25/30 lb0	75ø	105ø
C 30/37 lb0	65ø	95ø
C 35/45 lb0	55ø	85ø



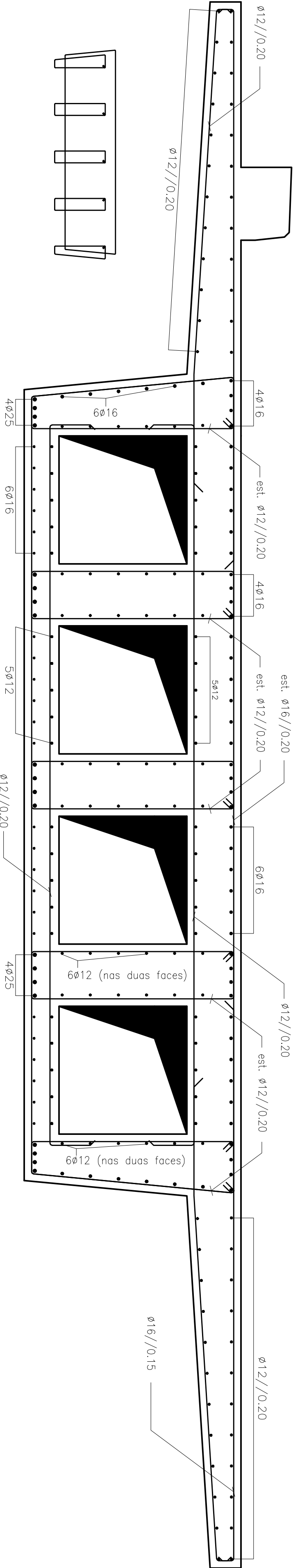
INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projecto m	Projecto	Verificação	Escalas
CJ/TFM/A	Carlos Jorge	Carlos Jorge	1:20
Data	Setembro 2011	Aprova	

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

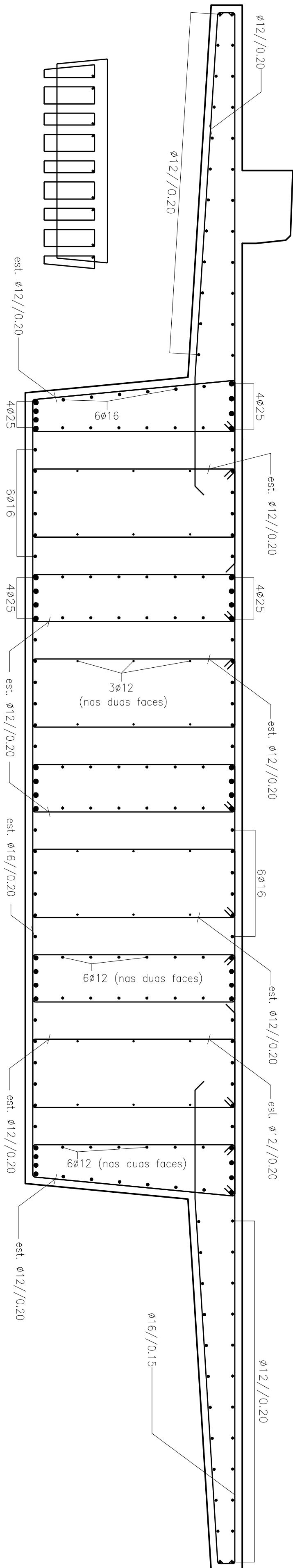
PILARES
ARMADURAS

DTS: N.º
1 1



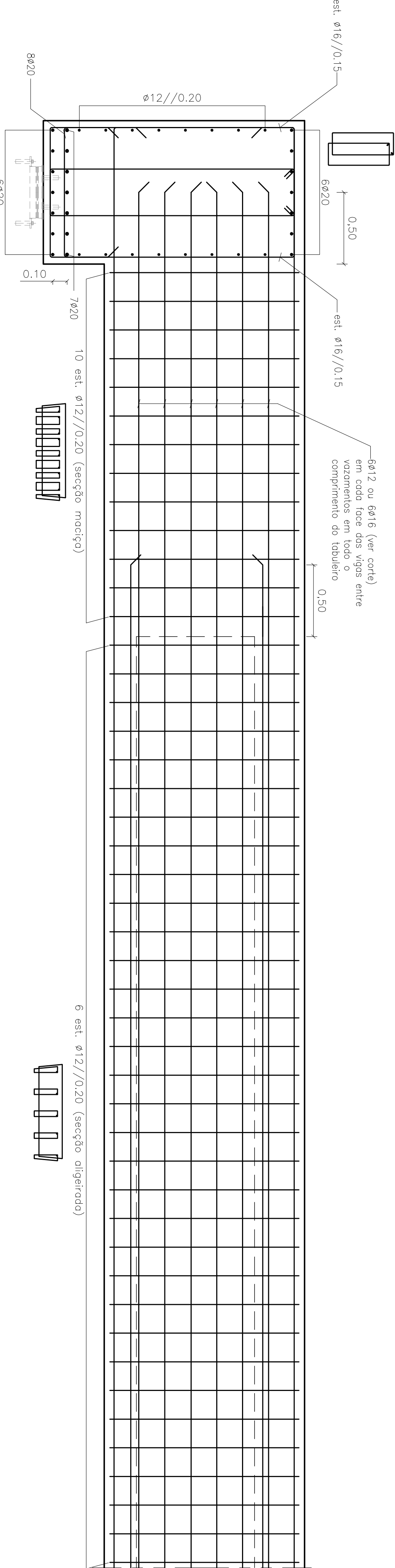
CORTE TRANSVERSAL (SECÇÃO ALIGEIRADA)

AI=1:20/AS=1:40



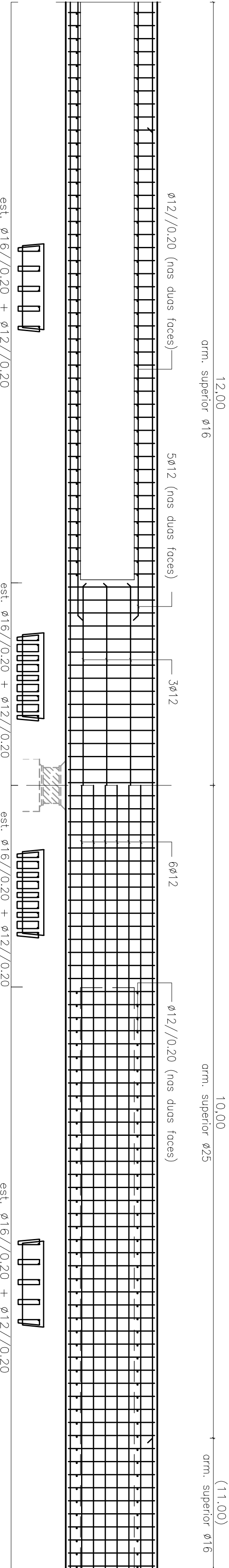
CORTE TRANSVERSAL (SECÇÃO MACIÇA)

AI=1:20/AS=1:40



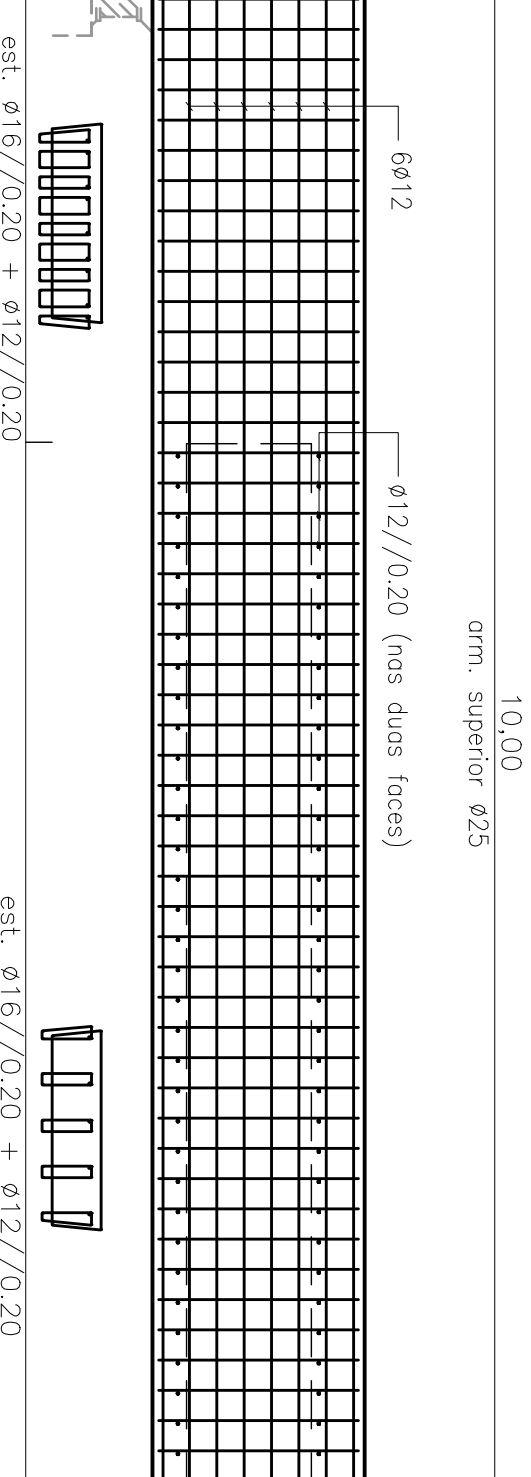
CORTE LONGITUDINAL (ZONA DOS ENCONTROS)

AI=1:20/AS=1:40



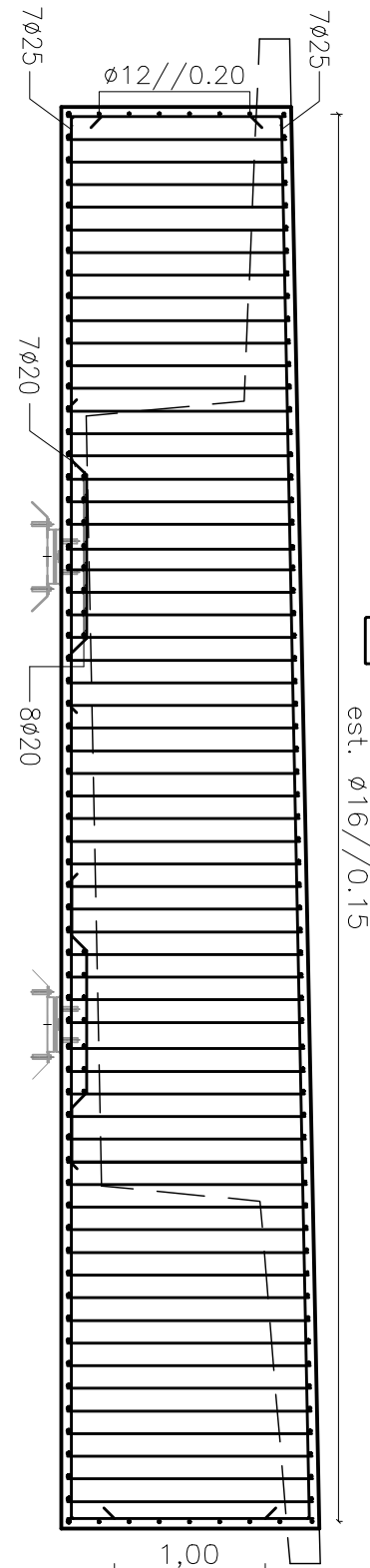
CORTE LONGITUDINAL NUM VAZAMENTO (TRAMO CORRENTE)

AI=1:30/AS=1:100



CORTE LONGITUDINAL ENTRE VAZAMENTOS (TRAMO CORRENTE)

AI=1:30/AS=1:100



CORTE TRANSVERSAL (VIGA CARLINGA DOS ENCONTROS)

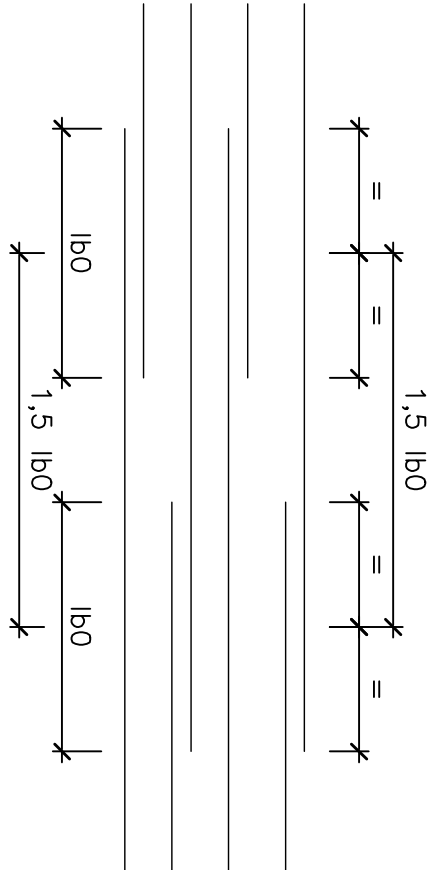
AI=1:30/AS=1:100

AMARRAÇÕES

—SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MÍNIMOS DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTE:
BETÃO DA CLASSE C30/37=35X DIÂMETRO
BETÃO DA CLASSE C35/45=30X DIÂMETRO

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

	BOA ADERÊNCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C 25/30 lb0	75Ø	105Ø
C 30/37 lb0	65Ø	95Ø
C 35/45 lb0	55Ø	85Ø



MATERIAIS:	
BETÃO:	
TABULEIRO	C35/45
ENCONTROS E PILARES	C30/37
MAÇÃOS DE FUNDAÇÃO	C30/37
ESTACAS	C30/37
REGULARIZAÇÃO	C16/20
ÁÇO:	
EM ARMADURAS PASSIVAS	A500NR
EM ARMADURAS ACTIVAS	Y1860S7
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS:	
ESTACAS	7cm
PILARES E SUPERFÍCIES DE ENCONTROS	5cm
DE TERRA	
RESTANTES SUPERFÍCIES	4cm



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projecto nº	CJ/TTM/A	Projecto	Verificação	Escalas
Data	SETEMBRO 2011	Desenhado	Aprovado	1:50 1:20

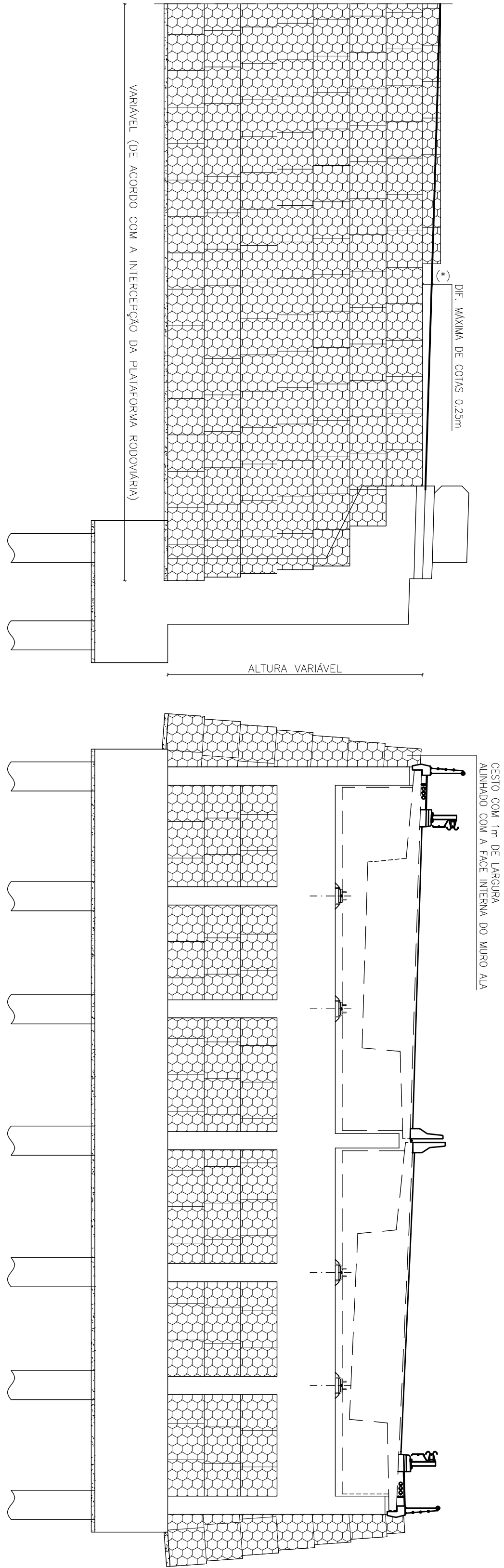
Carlos Jorge
Carlos Jorge

VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

TABULEIRO
ARMADURAS

DTS. N.º

12

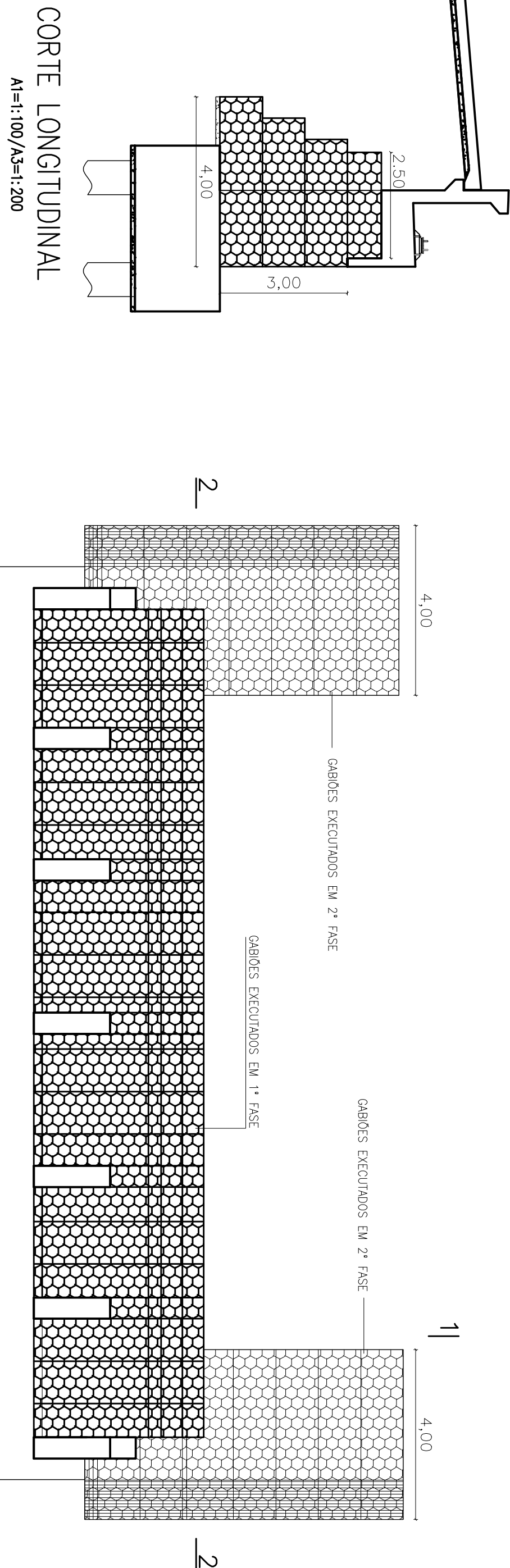


ALÇADO LATERAL DIREITO

At=1:100/As=1:200

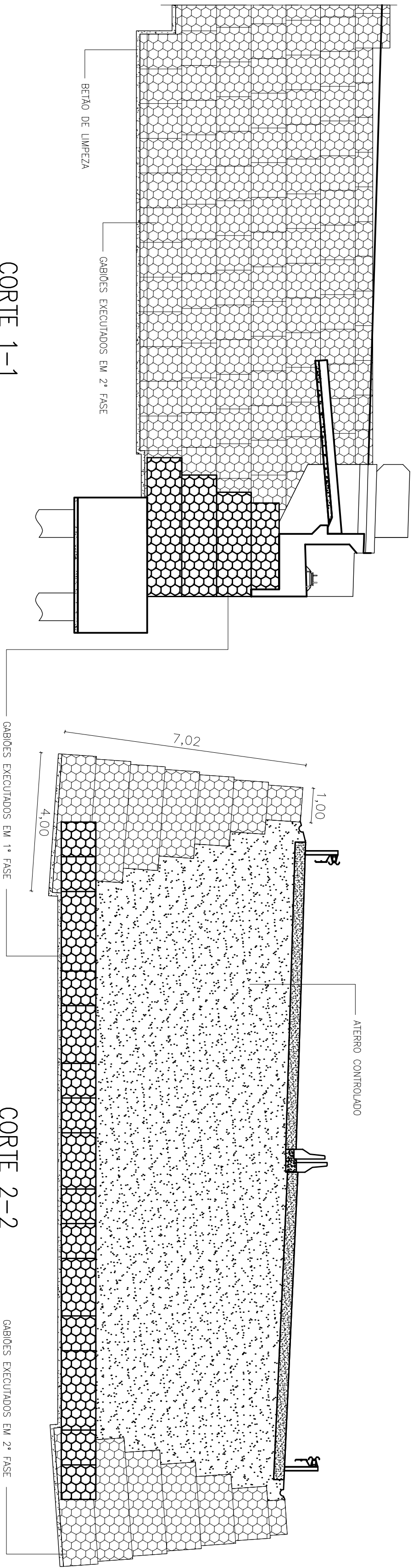
ALÇADO FRONTAL

At=1:100/As=1:200



CORTE LONGITUDINAL

At=1:100/As=1:200



CORTE 1-1

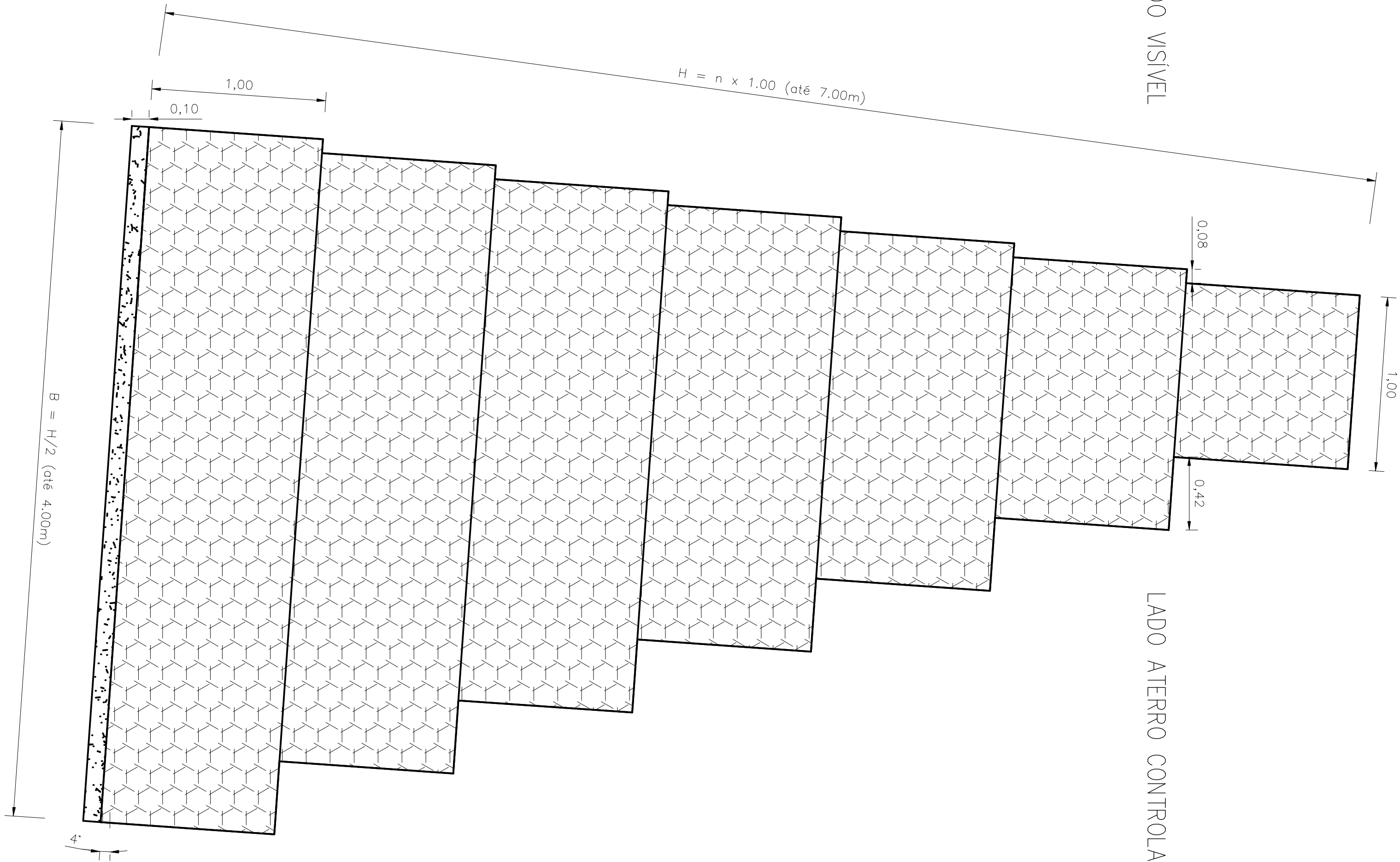
At=1:100/As=1:200

CORTE 2-2

At=1:100/As=1:200

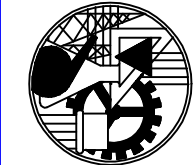
NOTAS:

- CESTOS EM MALHA HEXAGONAL 8X10 COM ARAME Ø2,70mm REVESTIDO EM LIGA DE ZINCO-ALUMÍNIO
- O ARAME DA MALHA DOS CESTOS DEVERÁ TER UMA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO ENTRE 380 E 500MPa
- OS CESTOS TERÃO 1m DE ALTURA E 1m DE LARGURA E COMPRIMENTOS VARIÁVEIS DE ACORDO COM O NECESSÁRIO
- O MATERIAL DE ENCHIMENTO SERÁ QUALQUER PEDRA BRITADA, ARRUADA À MÃO, QUE GARANTA UM PESO ESPECÍFICO MAIOR OU IGUAL A 18 kN/m³
- A RESISTÊNCIA DO MATERIAL DE ENCHIMENTO NÃO PODE SER INFERIOR A 50MPa
- A GRANULOMETRIA DO MATERIAL DE ENCHIMENTO DEVERÁ VARIAR ENTRE 10/20 cm



CORTE (DETALHE DA CONFIGURAÇÃO DOS MUROS)

At=1:20/As=1:40



ISEL

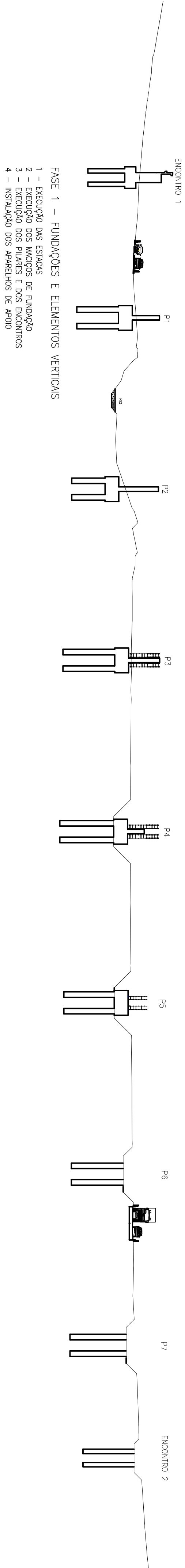
INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projecto nº	CJ/TTM/A	Projectado	Verificado	Escalas
Data	SETEMBRO 2011	Desenhado	Aprova	1:100 1:20
		Carlos Jorge		
		Carlos Jorge		

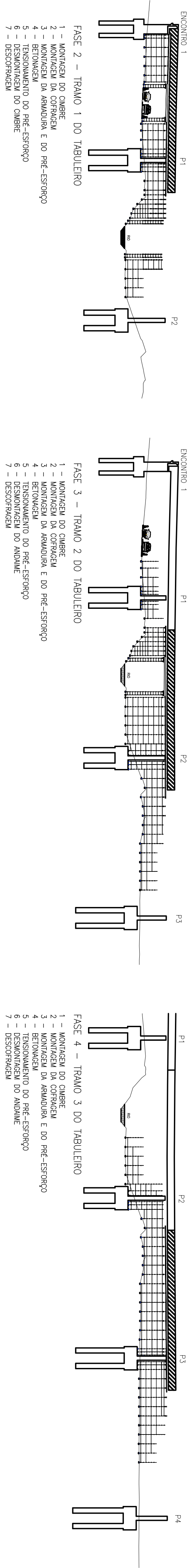
VIA DE CINTURA INTERNA
VIADUTO Nº1
(PROJECTO DE EXECUÇÃO)

ENCONTROS
MUROS DE GABIÕES

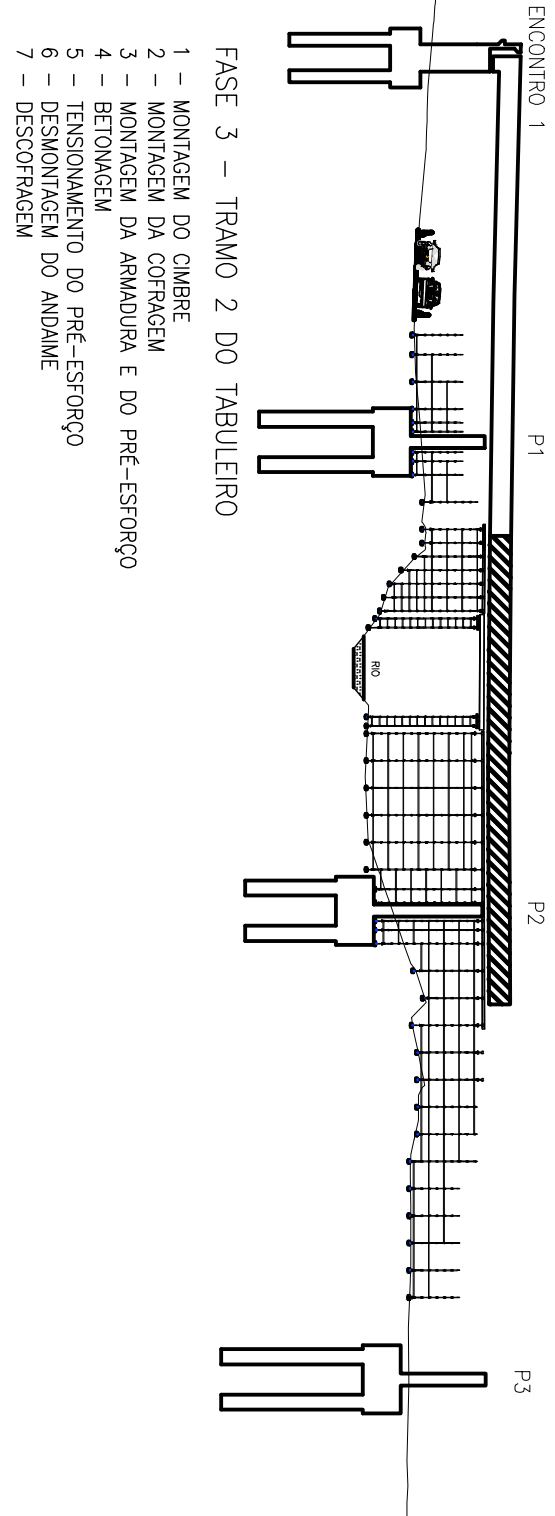
DES. Nº
13



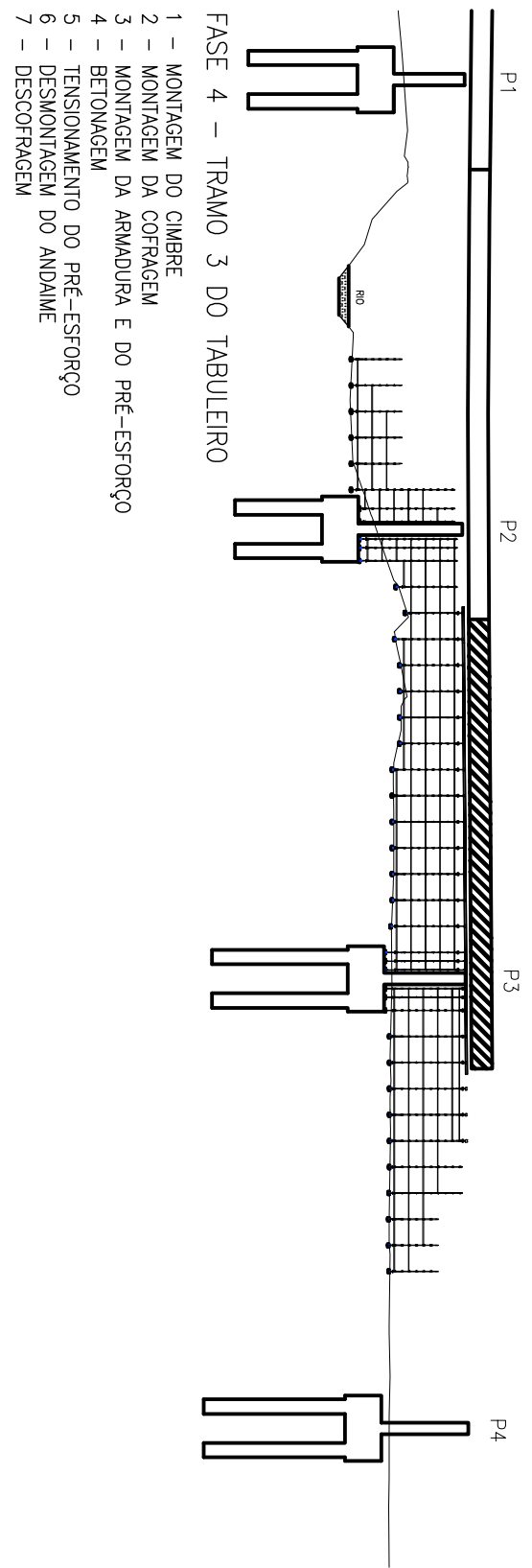
- FASE 1 – FUNDAÇÕES E ELEMENTOS VERTICAIS
- 1 – EXECUÇÃO DAS ESTACAS
 - 2 – EXECUÇÃO DOS MAÇOS DE FUNDAÇÃO
 - 3 – EXECUÇÃO DOS PILARES E DOS ENCONTROS
 - 4 – INSTALAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO



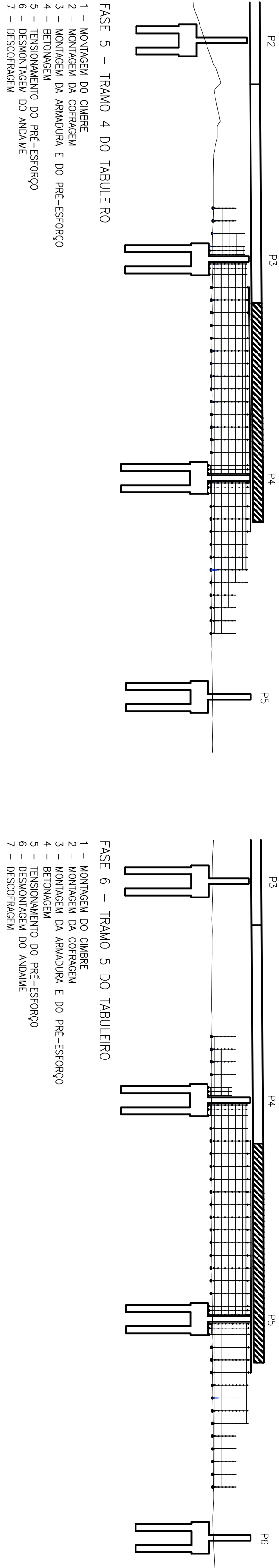
- FASE 2 – TRAMO 1 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO CUMBRE
 - 7 – DESCOFAGEM



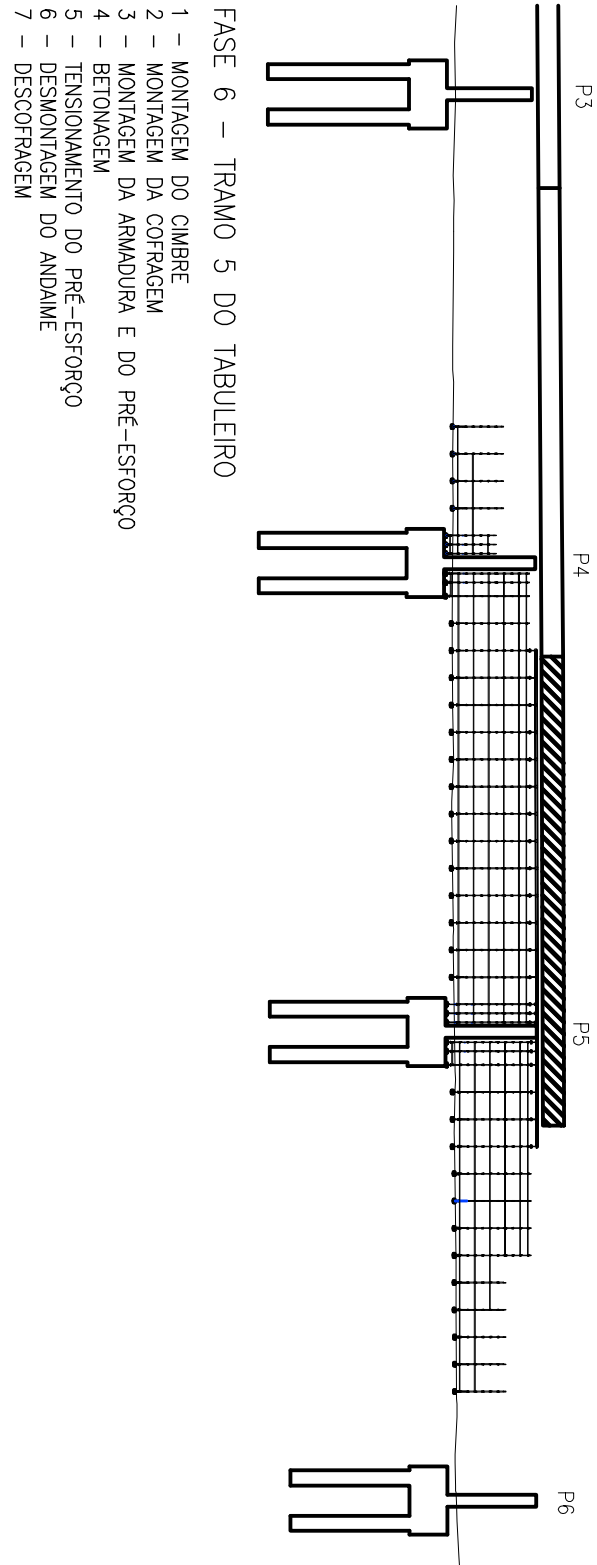
- FASE 3 – TRAMO 2 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



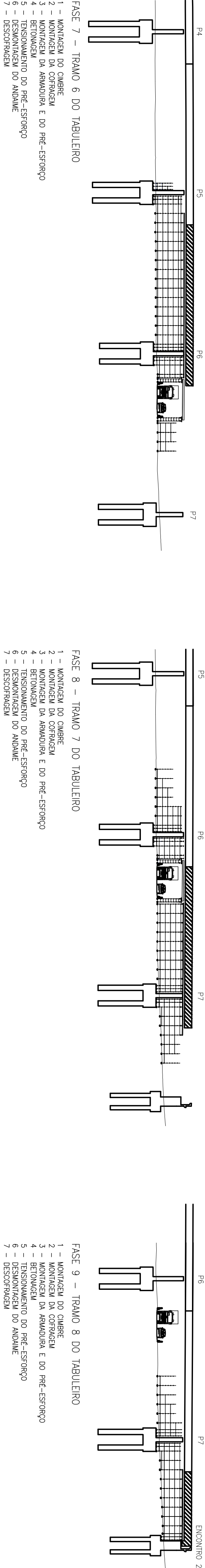
- FASE 4 – TRAMO 3 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



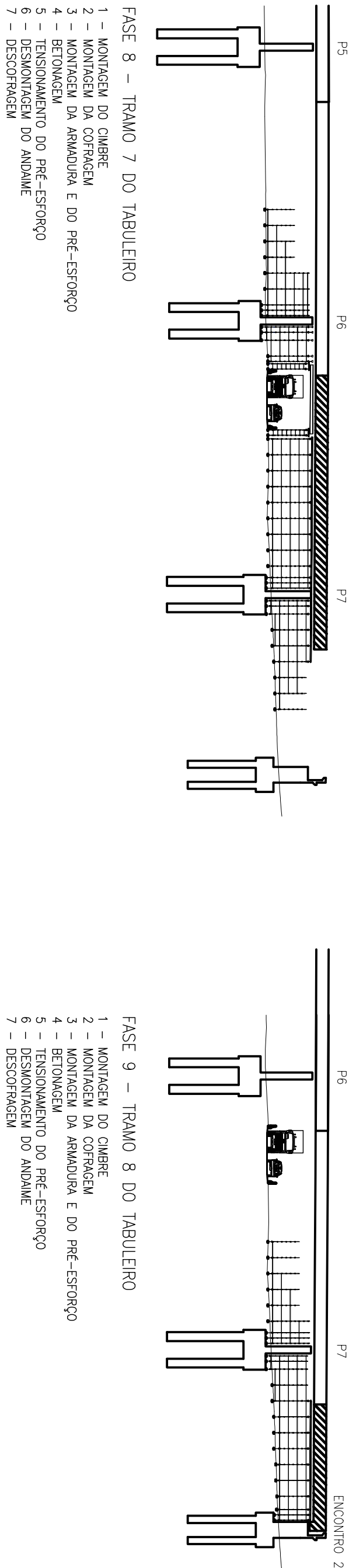
- FASE 5 – TRAMO 4 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



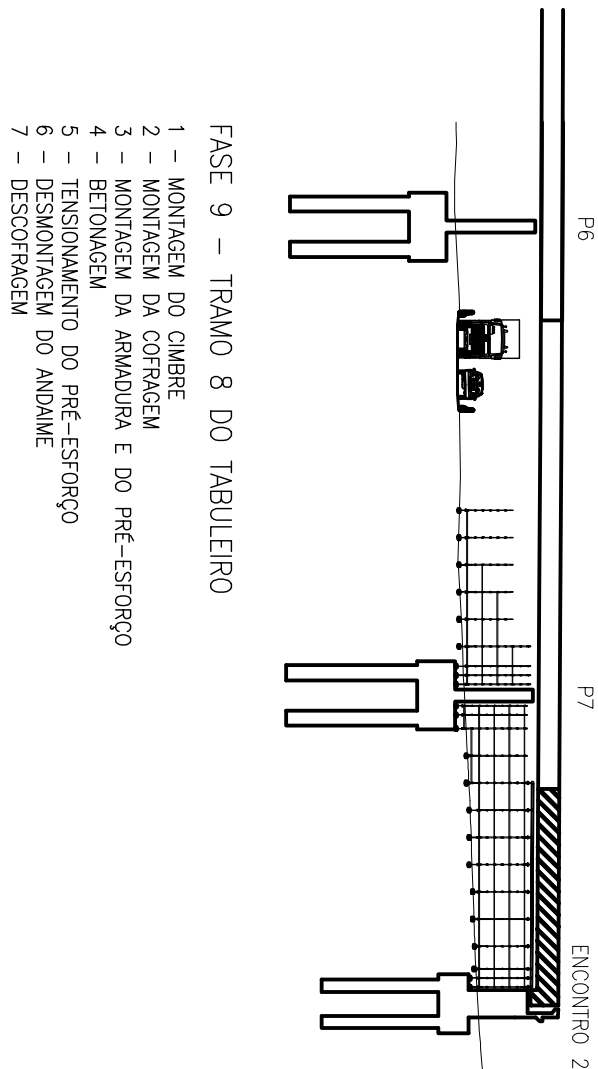
- FASE 6 – TRAMO 5 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



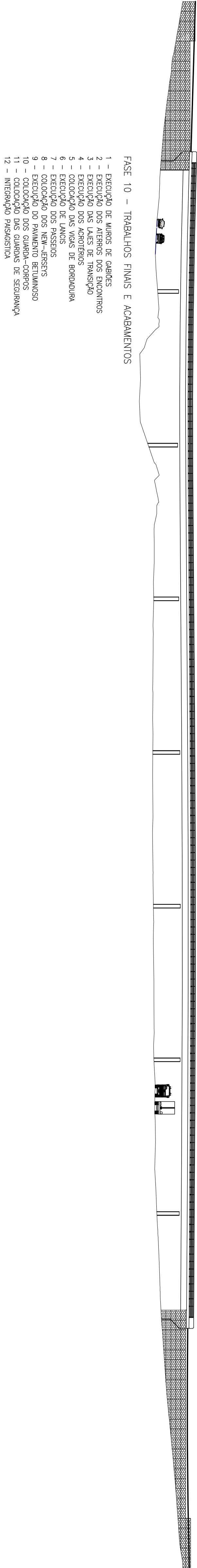
- FASE 7 – TRAMO 6 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



- FASE 8 – TRAMO 7 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



- FASE 9 – TRAMO 8 DO TABULEIRO
- 1 – MONTAGEM DO CUMBRE
 - 2 – MONTAGEM DA COFAGEM
 - 3 – MONTAGEM DA ARMADURA E DO PRÉ-ESFORÇO
 - 4 – BETONAGEM
 - 5 – TENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO
 - 6 – DESMONTAGEM DO ANDAMIE
 - 7 – DESCOFAGEM



- FASE 10 – TRABALHOS FINAIS E ACABAMENTOS
- 1 – EXECUÇÃO DE MUIROS DE GABITES
 - 2 – EXECUÇÃO DOS ATÉRIOS DOS ENCONTROS
 - 3 – EXECUÇÃO DAS LAJES DE TRANSIÇÃO
 - 4 – EXECUÇÃO DOS ACOTERFOS
 - 5 – COLOCAÇÃO DAS VIGAS DE BARRAQUINHA
 - 6 – COLOCAÇÃO DO PAVIMENTO
 - 7 – EXECUÇÃO DOS PASSEROS
 - 8 – COLOCAÇÃO DOS NEW-JERSEYS
 - 9 – EXECUÇÃO DO PAVIMENTO BETUMINOSO
 - 10 – COLOCAÇÃO DOS GUARDA-CORPOS
 - 11 – COLOCAÇÃO DAS GUARDAS DE SEGURANÇA
 - 12 – INSTALAÇÃO PASSEADISTA